Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale,, n. 73 del 27 marzo 2013 - Serie generale

Spediz. abb. post. - art. 1, comma 1
Legge 27-02-2004, n. 46 - Filiale di Roma

GAZZETTA UFFICIALE

DELLA REPUBBLICA ITALIANA

PARTE PRIMA **Roma - Mercoledì, 27 marzo 2013** SI PUBBLICA TUTTI I GIORNI NON FESTIVI

DIREZIONE E REDAZIONE PRESSO IL MINISTERO DELLA GIUSTIZIA - UFFICIO PUBBLICAZIONE LEGGI E DECRETI - VIA ARENULA, 70 - 00186 ROMA
AMMINISTRAZIONE PRESSO L'ISTITUTO POLIGRAFICO E ZECCA DELLO STATO - VIA SALARIA, 1027 - 00138 ROMA - CENTRALINO 06-85081 - LIBRERIA DELLO STATO
PIAZZA G. VERDI, 1 - 00198 ROMA

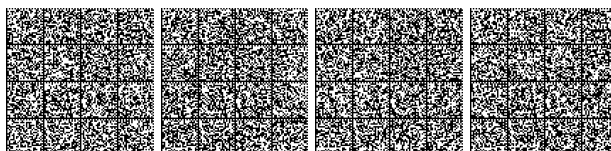
N. 21

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE
E DEI TRASPORTI

DECRETO 31 luglio 2012.

Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici.

S O M M A R I O

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI

DECRETI, DELIBERE E ORDINANZE MINISTERIALI

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI

DECRETO 31 luglio 2012.

Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici.

IL MINISTRO DELLE INFRASTRUTTURE
E DEI TRASPORTI

DI CONCERTO CON

IL MINISTRO DELL'INTERNO

E CON

IL CAPO DEL DIPARTIMENTO
DELLA PROTEZIONE CIVILE

Vista la legge 5 novembre 1971, n. 1086, recante: «Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica»;

Vista la legge 2 febbraio 1974, n. 64, recante: «Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche»;

Vista la legge 21 giugno 1986, n. 317 recante: «Procedura d'informazione nel settore delle norme e regolamentazioni tecniche e delle regole relative ai servizi della società dell'informazione in attuazione della direttiva 98/34/CE del Parlamento europeo e del Consiglio del 22 giugno 1998, modificata dalla direttiva 98/48/CE del Parlamento europeo e del Consiglio del 20 luglio 1998»;

Visti gli articoli 54 e 93 del decreto legislativo 31 marzo 1998, n. 112, recante: «Conferimento di funzioni e compiti amministrativi dello Stato alle regioni ed agli enti locali, in attuazione del capo I della legge 15 marzo 1997, n. 59»;

Visto il Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia, di cui al decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380, ed in particolare gli articoli 52, 60 e 83;

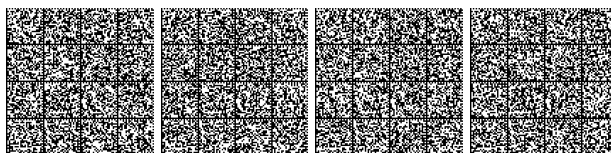
Visto il decreto del Ministro delle infrastrutture, di concerto con il Ministro dell'interno e con il Capo Dipartimento della protezione civile in data 14 gennaio 2008 recante: «Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni», pubblicato nella *Gazzetta Ufficiale* della Repubblica italiana 4 febbraio 2008, n. 29, S.O. n. 30, come modificato dal decreto del Ministro delle infrastrutture e dei trasporti, di concerto con il Ministro dell'interno e con il Capo del Dipartimento della protezione civile in data 15 novembre 2011, pubblicato nella *Gazzetta Ufficiale* della Repubblica italiana 19 novembre 2011, n. 270;

Vista la circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S. LL.PP., recante: «Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008», pubblicata nella *Gazzetta Ufficiale* della Repubblica italiana 26 febbraio 2009, n. 47, S.O. n. 27;

Vista la direttiva 21 dicembre 1988, n. 89/106/CEE del Consiglio, relativa al ravvicinamento delle disposizioni legislative, regolamentari e amministrative degli Stati membri concernenti i prodotti da costruzione;

Visto il decreto del Presidente della Repubblica 21 aprile 1993, n. 246, recante: «Regolamento di attuazione della direttiva 89/106/CEE relativa ai prodotti da costruzione»;

Visto il regolamento (CE) 9 marzo 2011, n. 305/2011 del Parlamento europeo e del Consiglio che fissa condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione e che abroga la direttiva 89/106/CEE del Consiglio;

Visto il decreto del Presidente della Repubblica 1° agosto 2011, n. 151, recante: «Regolamento recante semplificazione della disciplina dei procedimenti relativi alla prevenzione degli incendi, a norma dell'art. 49, comma 4-*quater*, del decreto-legge 31 maggio 2010, n. 78, convertito, con modificazioni, dalla legge 30 luglio 2010, n. 122»;

Visto il decreto del Ministro dell'interno 9 marzo 2007, recante: «Prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni nelle attività soggette al controllo del Corpo nazionale dei vigili del fuoco», pubblicato nella *Gazzetta Ufficiale* della Repubblica italiana 29 marzo 2007, n. 74, S.O. n. 87;

Visto il decreto del Ministro dell'interno 9 maggio 2007, recante: «Direttive per l'attuazione dell'approccio ingegneristico alla sicurezza antincendio», pubblicato nella *Gazzetta Ufficiale* della Repubblica italiana 22 maggio 2007, n. 117;

Considerato che le nuove norme tecniche per le costruzioni, approvate con il citato decreto ministeriale del 14 gennaio 2008, al Capitolo 1 «Oggetto», terzo capoverso, circa le indicazioni applicative per l'ottenimento delle prescritte prestazioni, stabiliscono che per quanto non espressamente specificato dalle stesse nuove norme tecniche per le costruzioni, ci si può riferire a normative di comprovata validità e ad altri documenti tecnici elencati nel Cap. 12 e che, in particolare, quelle fornite dagli Eurocodici con le relative Appendici Nazionali costituiscono indicazioni di comprovata validità e forniscono il sistematico supporto applicativo delle medesime norme;

Considerato che il Capitolo 12 »Riferimenti Tecnici» delle nuove norme tecniche per le costruzioni, approvate con il citato decreto ministeriale del 14 gennaio 2008, al primo capoverso, stabilisce che per quanto non diversamente specificato nelle stesse nuove norme tecniche per le costruzioni si intendono coerenti con i principi alla base delle stesse, le indicazioni riportate negli Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali o, in mancanza di esse, nella forma internazionale EN;

Considerato che la citata circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S. LL.PP., conferma, relativamente al Capitolo 12 delle nuove norme tecniche per le costruzioni, approvate con il citato decreto ministeriale del 14 gennaio 2008, che gli Eurocodici Strutturali pubblicati dal CEN costituiscono un importante riferimento per l'applicazione delle nuove norme tecniche;

Considerato che per l'uso degli Eurocodici Strutturali è quindi necessario siano definiti in Appendici Tecniche i Parametri nazionali che definiscono i livelli di sicurezza delle opere di competenza degli Stati membri;

Considerato, pertanto, che gli Eurocodici, con le relative Appendici Nazionali, forniscono il sistematico supporto applicativo delle nuove norme tecniche per le costruzioni, approvate con il citato decreto ministeriale del 14 gennaio 2008, qualora espressamente richiamati ovvero per aspetti tecnici non espressamente o completamente trattati nelle stesse, nel rispetto dei principi e dei livelli di sicurezza delle medesime nuove norme tecniche per le costruzioni;

Vista la raccomandazione della Commissione europea dell'11 dicembre 2003 relativa all'applicazione e all'uso degli Eurocodici per lavori di costruzione e prodotti strutturali da costruzione, notificata con il numero C(2003)4639, pubblicata nella *Gazzetta Ufficiale* dell'Unione europea 19 dicembre 2003, n. L 332, ed in particolare il punto 2, ai sensi del quale gli Stati membri dovrebbero fissare i parametri da utilizzare sul loro territorio quali «parametri specificati a livello nazionale»;

Considerato che si è ritenuto di stabilire, ai sensi del punto 2 della citata raccomandazione dell'11 dicembre 2003, le Appendici Nazionali che indicano detti «parametri specificati a livello nazionale» degli Eurocodici strutturali, al fine di dare piena attuazione alle nuove norme tecniche per le costruzioni approvate con il citato decreto ministeriale del 14 gennaio 2008;

Visti i pareri n. 98 del 24 settembre 2010 e n. 4 del 25 febbraio 2011 con i quali l' Assemblea Generale del Consiglio Superiore dei lavori pubblici si è espressa favorevolmente in ordine ai Parametri stabiliti nelle allegate Appendici Nazionali agli Eurocodici;

Vista l'intesa con la Conferenza unificata resa nella seduta del 10 maggio 2012, ai sensi dei citati articoli 54 e 93 del decreto legislativo 31 marzo 1998, n. 112, e 83 del decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380;

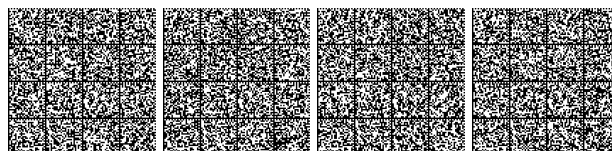
Visto il decreto del Ministro dello sviluppo economico e Ministro delle infrastrutture e dei trasporti 13 dicembre 2011, a mezzo del quale sono state delegate al Sottosegretario di Stato le materie relative al Ministero delle infrastrutture e dei trasporti;

Visto il decreto del Presidente della Repubblica 19 dicembre 2011, pubblicato nella *Gazzetta ufficiale* della Repubblica italiana, serie generale, n. 301 del 28 dicembre 2011, che attribuisce al predetto Sottosegretario di Stato il titolo di Vice Ministro:

Decreta:

Articolo unico

Sono stabiliti i Parametri tecnici di cui alle Appendici Nazionali agli Eurocodici riportate negli allegati che formano parte integrante del presente decreto, ed i cui riferimenti sono elencati nella seguente tabella.

	EUROCODICE	ANNO PUBBLICAZIONE UNI	TITOLO	NUMERO DEI PARAMETRI NAZIONALI FISSATI
1	UNI EN 1990	2004	*Criteri Generali di progettazione strutturale - Appendice A1 applicazione agli edifici Appendice A2 applicazione ai ponti*	43
2	UNI EN 1991-1-1	2004	*Azioni sulle strutture Parte 1-1:Azioni in generale-Pesi per unità di volume,pesi propri e sovraccarichi per gli edifici*	10
3	UNI EN 1991-1-2	2005	*Azioni sulle strutture Parte 1-2:Azioni in generale-Azioni sulle strutture esposte al fuoco*	10
4	UNI EN 1991-1-3	2005	*Azioni sulle strutture Parte 1-3:Azioni in generale-Carichi da neve*	24
5	UNI EN 1991-1-4	2007	*Azioni sulle strutture Parte 1-4:Azioni in generale-Azioni del vento*	53
6	UNI EN 1991-1-5	2005	*Azioni sulle strutture Parte 1-5:Azioni in generale-Azioni termiche*	23
7	UNI EN 1991-1-6	2005	*Azioni sulle strutture Parte 1-6:Azioni in generale-Azioni durante la costruzione*	23
8	UNI EN 1991-1-7	2006	*Azioni sulle strutture Parte 1-7:Azioni in generale-Azioni eccezionali*	31
9	UNI EN 1991-2	2005	*Azioni sulle strutture Parte 2:Carichi da traffico sui ponti*	90
10	UNI EN 1991-3	2006	*Azioni sulle strutture Parte 3:Azioni indotte da gru e da macchinari*	7
11	UNI EN 1991-4	2006	*Azioni sulle strutture Parte 4:Azioni su silos e serbatoi*	7
12	UNI EN 1992-1-1	2005	*Progettazione delle strutture di calcestruzzo Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici*	122
13	UNI EN 1992-1-2	2007	*Progettazione delle strutture di calcestruzzo Parte 1-2:Regole generali-Progettazione strutturale contro l'incendio*	16
14	UNI EN 1992-2	2006	*Progettazione delle strutture di calcestruzzo Parte 2:Ponti di calcestruzzo-Progettazione e dettagli costruttivi*	35
15	UNI EN 1992-3	2006	*Progettazione delle strutture di calcestruzzo Parte 3:Serbatoi e strutture di contenimento liquidi*	5
16	UNI EN 1993-1-1	2005	*Progettazione delle strutture di acciaio Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici*	25
17	UNI EN 1993-1-2	2005	*Progettazione delle strutture di acciaio Parte 1-2:Regole generali-Progettazione strutturale contro l'incendio*	5
18	UNI EN 1993-1-3	2007	*Progettazione delle strutture di acciaio Parte 1-3:Regole generali-regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo*	19
19	UNI EN 1993-1-4	2007	*Progettazione delle strutture di acciaio Parte 1-4:Regole generali-regole supplementari per acciai inossidabili*	7
20	UNI EN 1993-1-5	2007	*Progettazione delle strutture di acciaio Parte 1-5:Elementi strutturali a lastra*	15

21	UNI EN 1993-1-6	2007	*Progettazione delle strutture di acciaio Parte 1-6:Resistenza e stabilità delle strutture a guscio*	17
22	UNI EN 1993-1-7	2007	*Progettazione delle strutture di acciaio Parte 1-7:Strutture a lastra ortotropa caricate al di fuori del piano*	1
23	UNI EN 1993-1-8	2005	*Progettazione delle strutture di acciaio Parte 1-8:Progettazione dei collegamenti*	6
24	UNI EN 1993-1-9	2005	*Progettazione delle strutture di acciaio Parte 1-9: Fatica*	11
25	UNI EN 1993-1-10	2005	*Progettazione delle strutture di acciaio Parte 1-10:Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore*	2
26	UNI EN 1993-1-11	2007	*Progettazione delle strutture di acciaio Parte 1-11:Progettazione di strutture con elementi tesi*	16
27	UNI EN 1993-1-12	2007	*Progettazione delle strutture di acciaio Parte 1-12:Regole aggiuntive per la estensione della EN 1993 fino agli acciai di grado S700*	6
28	UNI EN 1993-2	2007	*Progettazione delle strutture di acciaio Parte 2: Ponti di acciaio*	56
29	UNI EN 1993-3-1	2007	*Progettazione delle strutture di acciaio Parte 3-1:Torri,pali e ciminiere-Torri e pali*	45
30	UNI EN 1993-3-2	2007	*Progettazione delle strutture di acciaio Parte 3-2:Torri, pali e ciminiere-Ciminiere*	19
31	UNI EN 1993-4-1	2007	*Progettazione delle strutture di acciaio Parte 4-1:Silos*	38
32	UNI EN 1993-4-2	2007	*Progettazione delle strutture di acciaio Parte 4-2:Serbatoi*	11
33	UNI EN 1993-4-3	2007	*Progettazione delle strutture di acciaio Parte 4-3:Condotte*	8
34	UNI EN 1993-5	2007	*Progettazione delle strutture di acciaio Parte 5:Pali e palancole*	15
35	UNI EN 1993-6	2007	*Progettazione delle strutture di acciaio Parte 6:Strutture per apparecchi di sollevamento*	17
36	UNI EN 1994-1-1	2005	*Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici*	19
37	UNI EN 1994-1-2	2005	*Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo Parte 1-2:Regole generali-Progettazione strutturale contro l'incendio*	8
38	UNI EN 1994-2	2006	*Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo Parte 2:Regole generali e regole per i ponti*	15
39	UNI EN 1995-1-1	2005	*Progettazione delle strutture di legno Parte 1-1:Regole generali-Regole comuni e regole per gli edifici*	12
40	UNI EN 1995-1-2	2005	*Progettazione delle strutture di legno Parte 1-2:Regole generali-Progettazione strutturale contro l'incendio*	5
41	UNI EN 1995-2	2005	*Progettazione delle strutture di legno Parte 2:Ponti*	16
42	UNI EN 1996-1-1	2007	*Progettazione delle strutture di muratura Parte 1-1:Regole generali per strutture di muratura armata e non armata*	19
43	UNI EN 1996-1-2	2005	*Progettazione delle strutture di muratura Parte 1-2:Regole generali-Progettazione strutturale contro l'incendio*	9

44	UNI EN 1996-2	2006	*Progettazione delle strutture di muratura Parte 2:Considerazioni progettuali, selezione dei materiali ed esecuzione delle murature*	5
45	UNI EN 1996-3	2006	*Progettazione delle strutture di muratura Parte 3:Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata*	7
46	UNI EN 1997-1	2005	*Progettazione geotecnica Parte 1:Regole generali*	40
47	UNI EN 1997-2	2007	*Progettazione geotecnica Parte 2:Indagini e prove nel sottosuolo*	0
48	UNI EN 1998-1	2007	*Progettazione delle strutture per la resistenza sismica Parte 1:Regole generali,azioni sismiche e regole per gli edifici*	56
49	UNI EN 1998-2	2006	*Progettazione delle strutture per la resistenza sismica Parte 2:Ponti*	30
50	UNI EN 1998-3	2005	*Progettazione delle strutture per la resistenza sismica Parte 3:Valutazione e adeguamento edifici*	8
51	UNI EN 1998-4	2006	*Progettazione delle strutture per la resistenza in zona sismica Parte 4:Silos,serbatoi e condotte*	10
52	UNI EN 1998-5	2005	*Progettazione delle strutture per la resistenza sismica Parte 5: Fondazioni,strutture di contenimento ed aspetti geotecnici*	4
53	UNI EN 1998-6	2005	*Progettazione delle strutture per la resistenza sismica Parte 6: Torri pali e camini*	7
54	UNI EN 1999-1-1	2007	*Progettazione delle strutture di alluminio Parte 1-1:Regole strutturali generali*	26
55	UNI EN 1999-1-2	2007	*Progettazione delle strutture di alluminio Parte 1-2:Progettazione strutturale contro l'incendio*	6
56	UNI EN 1999-1-3	2007	*Progettazione delle strutture di alluminio Parte 1-3:Strutture sottoposte a fatica*	20
57	UNI EN 1999-1-4	2007	*Progettazione delle strutture di alluminio Parte 1-4:Lamiere sottili piegate a freddo*	7
58	UNI EN 1999-1-5	2007	*Progettazione delle strutture di alluminio Parte 1-5:Strutture a guscio*	2

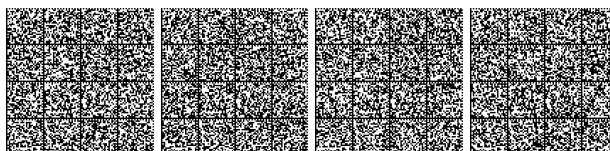
Il presente decreto ed i relativi allegati sono pubblicati nella Gazzetta Ufficiale della Repubblica italiana.

Roma, 31 luglio 2012

Il Vice Ministro delle infrastrutture e dei trasporti
CIACCIA

Il Ministro dell'interno
CANCELLIERI

Il Capo del Dipartimento della Protezione Civile
GABRIELLI

Registrato alla Corte dei conti il 25 febbraio 2013
Ufficio controllo atti Ministero delle infrastrutture e dei trasporti e del Ministero dell'ambiente e della tutela del territorio e del mare, registro n. 1, foglio n. 323

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1990:2004

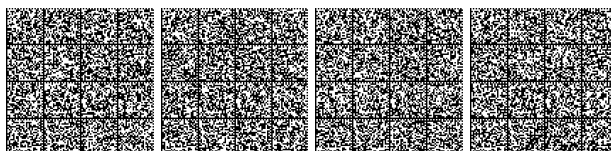
Eurocodice 0: Criteri Generali di progettazione strutturale

Appendice A1 applicazione agli edifici

Appendice A2 applicazione ai ponti

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1990:2004

Parametri adottati a livello nazionale

da utilizzare nei criteri generali di progettazione strutturale

Appendice nazionale

UNI-EN-1990 – Criteri generali di progettazione strutturale

EN-1990 – Basis of structural design

1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1990, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 24/09/2010

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN1990 relativamente ai paragrafi.

A1.1(1) Nota

A1.2.1(1) Note 1 e 2

A1.2.2(1) Nota (Tabella A.1.1 Nota)

A1.3.1(1) Nota [Tabella A1.2(A) - Note 1 e 2 -, Tabella A1.2(B) – Note 1, 2, 3 e 4 - e Tabella A1.2(C) – Nota]

A1.3.1(5) Nota

A1.3.2(2) (Tabella A1.3)

A1.4.2(2) Nota

e alle indicazioni di carattere nazionale relative all'impiego delle appendici informative B, C e D per gli edifici e per le altre opere di ingegneria civile.

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1990.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1990– Criteri generali di progettazione strutturale, nonché quando si progettino strutture in cui siano coinvolti materiali o azioni diversi da quelli rientranti nello scopo e nel campo di applicazione delle EN da EN1991 a EN 1999.

3) Decisioni nazionali

<table>
<tr><th>Paragrafo</th><th>Riferimento</th><th>Parametro nazionale
- valore o prescrizione -</th></tr>
<tr><td>A1.1(1)</td><td>Nota</td><td>Vale il seguente prospetto:
<table>
<tr><th>TIPO</th><th>DESCRIZIONE</th><th>Vita Nominale V_N (in anni)</th></tr>
<tr><td>1</td><td>Opere provvisorie – Opere provvisionali
Strutture in fase costruttiva [1]</td><td>≤ 10</td></tr>
<tr><td>2</td><td>Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale</td><td>≥ 50</td></tr>
<tr><td>3</td><td>Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica</td><td>≥ 100</td></tr>
</table>
[1] Le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni</td></tr>
<tr><td>A1.2.1(1)</td><td>Nota 1</td><td>Si dovranno considerare tutte le azioni che si possono presentare contemporaneamente, senza limiti in numero.</td></tr>
<tr><td>A1.2.1(1)</td><td>Nota 2</td><td>Non sono previste modifiche per ragioni climatiche delle espressioni delle combinazioni di azioni da 6.9a a 6.12b, da impiegare per le verifiche agli stati limite ultimi, e da 6.14a a 6.16b, da impiegare per le verifiche agli stati limite di servizio.</td></tr>
<tr><td>A1.2.2(1)</td><td>Nota</td><td>Valgono i valori dei coefficienti ψ raccomandati nella Tabella A1.1</td></tr>
<tr><td>A1.3.1(1)</td><td>Nota</td><td>Si distinguono due coefficienti γ_G : γ_{G1} e γ_{G2} rispettivamente per i carichi permanenti strutturali e non strutturali.

In ogni verifica allo stato limite ultimo si considerano carichi strutturali tutti quelli che derivano dalla presenza di strutture e materiali che, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di resistenza e rigidezza. In particolare, si considererà tra i carichi strutturali il peso proprio del terreno nelle verifiche di rilevati e scarpate, la spinta sulle opere di sostegno, ecc.</td></tr>
<tr><td>A1.3.1(1)</td><td>Tabella A1.2(A)
Nota 1</td><td>Si adottano i seguenti valori di γ.
<table>
<tr><th></th><th>γ_{G1}</th><th>γ_{G1}</th><th>γ_{G2}</th><th>γ_{G2}</th><th>γ_{Qi}</th><th>γ_{Qi}</th></tr>
<tr><td></td><td>favo r.</td><td>sfavor.</td><td>favo r.</td><td>sfavor.</td><td>favo r.</td><td>sfavor.</td></tr>
<tr><td>EQ U</td><td>0,9</td><td>1,1</td><td>0,0</td><td>1,5</td><td>0,0</td><td>1,5</td></tr>
</table>
Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali siano invariabili con certezza a meno di una nuova verifica di sicurezza, si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per i carichi permanenti strutturali.

I coefficienti parziali sulle resistenze del terreno sono riportati nell' EN 1997-1</td></tr>
<tr><td>A1.3.1(1)</td><td>Tabella A1.2(A)
Nota 2</td><td>Nel caso in cui la verifica dell'equilibrio statico coinvolga la resistenza degli elementi strutturali, debbono essere effettuate due verifiche separate, basate sui prospetti A1.2(A) e A1.2(B). Non è ammessa la verifica combinata</td></tr>
<tr><td>A1.3.1(1)</td><td>Tabella A1.2(B)
Nota 1</td><td>Si adotta l'espressione 6.10.</td></tr>
</table>

<table>
<tr><td>A1.3.1(1)</td><td>Tabella A1.2(B)
Nota 2</td><td>Si adottano i seguenti valori di γ.
<table>
<tr><td></td><td>γ_{G1}</td><td>γ_{G1}</td><td>γ_{G2}</td><td>γ_{G2}</td><td>γ_{Qi}</td><td>γ_{Qi}</td></tr>
<tr><td></td><td>favor.</td><td>sfavor.</td><td>favor.</td><td>sfavor.</td><td>favor.</td><td>sfavor.</td></tr>
<tr><td>STR</td><td>1,0</td><td>1,3</td><td>0,0</td><td>1,5</td><td>0,0</td><td>1,5</td></tr>
</table>
Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali siano invariabili con certezza a meno di una nuova modifica di sicurezza, si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per i carichi permanenti strutturali.

I coefficienti parziali sulle resistenze del terreno sono riportati nell' EN 1997-1</td></tr>
<tr><td>A1.3.1(1)</td><td>Tabella A1.2(B)
Nota 3</td><td>I valori caratteristici di tutte le azioni permanenti derivanti da una unica sorgente sono moltiplicati per $\gamma_{G,sup}$ se l'effetto dell'azione totale risultante è sfavorevole e per $\gamma_{G,inf}$ se l'effetto dell'azione totale risultante è favorevole. Per esempio, tutte le azioni generate dal peso proprio della struttura possono essere considerate come derivanti da una unica sorgente; ciò si applica anche se sono coinvolti materiali differenti.</td></tr>
<tr><td>A1.3.1(1)</td><td>Tabella A1.2(B)
Nota 4</td><td>Il riferimento alla nota 4 è soppresso.</td></tr>
<tr><td>A1.3.1(1)</td><td>Tabella A1.2(C)
Nota</td><td>Si adottano i seguenti valori di γ.
<table>
<tr><td></td><td>γ_{G1}</td><td>γ_{G1}</td><td>γ_{G2}</td><td>γ_{G2}</td><td>γ_{Qi}</td><td>γ_{Qi}</td></tr>
<tr><td></td><td>favor.</td><td>sfavor.</td><td>favor.</td><td>sfavor.</td><td>favor.</td><td>sfavor.</td></tr>
<tr><td>GEO</td><td>1,0</td><td>1,0</td><td>0,0</td><td>1,3</td><td>0,0</td><td>1,3</td></tr>
</table>
Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali siano invariabili con certezza a meno di una nuova modifica di sicurezza, si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per i carichi permanenti strutturali.

I coefficienti parziali sulle resistenze del terreno sono riportati nell' EN 1997-1</td></tr>
<tr><td>A1.3.1(5)</td><td>Nota</td><td>Si possono adottare, in alternativa, sia l'approccio 1, sia l'approccio 2, salvo diversa esplicita prescrizione.</td></tr>
<tr><td>A1.3.2(2)</td><td>Tabella A1.3
(*)</td><td>Nelle situazioni di progetto eccezionali per l'azione variabile principale si adotta il valore quasi permanente. Nelle combinazioni di azioni sismiche per l'azione variabile principale si adotta il valore quasi-permanente. La combinazione di azioni sismica vale sia per le verifiche allo stato limite ultimo di resistenza, sia per le verifiche allo stato limite di danno (vedi EN1998)</td></tr>
<tr><td>A1.4.2(2)</td><td>Nota</td><td>Le limitazioni sono generalmente riportate nei singoli Eurocodici da EN1992 a EN1999.</td></tr>
<tr><td>Norme nazionali che implementano gli Eurocodici
(pag. 7 testo inglese)</td><td>Utilizzo appendici informative B, C e D.</td><td>Le Appendici informative, in quanto contenenti informazioni aggiuntive non contraddittorie con il testo dell'EN 1990, possono essere utilizzate come informative e limitatamente agli scopi indicati nelle appendici stesse.</td></tr>
</table>

UNI-EN-1990 – Criteri generali di progettazione strutturale
Appendice A2 – Applicazioni per i ponti

EN-1990 – Basis of structural design – Annex A2 – Application for bridges

4) **Premessa**
Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali all'Appendice A2 della UNI-EN-1990, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 24/09/2010

5) **Introduzione**

2.3. Campo di applicazione
Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nell'Appendice A2 della UNI-EN1990 relativamente ai paragrafi

Paragrafi generali.	
A2.1.1(1) NOTA 3	Guida all'uso della Tabella 2.1: Vita nominale
A2.2.1(2) NOTA 1	Combinazioni riguardanti azioni che sono oltre degli scopi dell'EN1991
A2.2.6(1) NOTA 1	Coefficienti ψ per la combinazione delle azioni
A2.3.1(1)	Modifica dei valori di progetto delle azioni per gli SLU
A2.3.1(5)	Scelta tra i metodi 1, 2 o 3.
A2.3.1(7)	Definizione delle azioni dovute alla pressione del ghiaccio.
A2.3.1(8)	Coefficienti di sicurezza γ_P per la precompressione quando non specificati nei rispettivi Eurocodici.
A2.3.1 Tabella A2.4(A) NOTE 1 e 2	Coefficienti di sicurezza γ per le azioni.
A2.3.1 Tabella A2.4(B) - NOTA 1	Scelta tra i metodi proposti in 6.10 e 6.10a/b.
A2.3.1 Tabella A2.4(B) - NOTA 2	Valori dei coefficienti γ e ξ (STR/GEO) (Set B).
A2.3.1 Tabella A2.4(B) - NOTA 4	Valori dei coefficienti γ_{Sd}
A2.3.1 Tabella A2.4(C)	Valori dei coefficienti γ
A2.3.2(1) Tabella A2.5	Scelta del valore dell'azione variabile di base nelle situazioni di progetto eccezionali.
A2.3.2 Tabella A2.5 NOTA	Valori di progetto delle azioni.
A2.4.1(1) NOTA 1 (Tabella A2.6)	Valori alternativi per le azioni da traffico allo stato limite di servizio.
A2.4.1(1) NOTA 2	Possibilità di utilizzo della combinazione infrequente delle azioni.
A2.4.1(2)	Requisiti riguardanti gli SLE (deformazione e vibrazioni dei ponti stradali)

Paragrafi specifici per i ponti stradali.	
A2.2.2 (1)	Possibilità di utilizzo della combinazione infrequente delle azioni.
A2.2.2(3)	Regole di combinazione per i veicoli speciali.
A2.2.2(4)	Regole di combinazione per azioni dovute a neve e a traffico.
A2.2.2(6)	Regole di combinazione per azioni dovute a vento ed effetti termici.
A2.2.6(1) NOTA 2	Valori del coefficiente $\Psi_{1,infq}$ per la combinazione infrequente.
A2.2.6(1) NOTA 3	Valori delle azioni dovute all'acqua.
Paragrafi specifici per i ponti pedonali.	
A2.2.3(2)	Regole di combinazione per azioni dovute a vento ed effetti termici.
A2.2.3(3)	Regole di combinazione per azioni dovute a neve e a traffico.
A2.2.3(4)	Regole di combinazione per le azioni climatiche su ponti pedonali coperti.
A2.4.3.2(1)	Comfort dei ponti pedonali.
Paragrafi specifici per i ponti ferroviari.	
A2.2.4(1)	Regole di combinazione per azioni dovute a neve per i ponti ferroviari.
A2.2.4(4)	Massima velocità del vento compatibile con il traffico ferroviario.
A2.4.4.1(1) NOTA 3	Requisiti per le deformazioni e le vibrazioni dei ponti ferroviari temporanei
A2.4.4.2.1(4)P	Valori di picco delle accelerazioni di impalcato dei ponti ferroviari e intervallo di frequenze associate.
A2.4.4.2.2 Tabella A2.7 NOTA	Limitazioni dei valori di rotazione torsionale dell'impalcato dei ponti ferroviari.
A2.4.4.2.2(3)P	Limitazioni dei valori di rotazione torsionale totale dell'impalcato dei ponti ferroviari.
A2.4.4.2.3(1)	Limitazioni della deformazione dei ponti ferroviari con e senza ballast.
A2.4.4.2.3(2)	Limitazioni delle rotazioni di estremità dei ponti ferroviari senza ballast.
A2.4.4.2.3(3)	Ulteriori limiti delle rotazioni di estremità dei ponti ferroviari.
A2.4.4.2.4(2) Nota	Limiti di inflessione trasversale
A2.4.4.2.4(2) Tabella A2.8 NOTA 3	Valori di α_i e r_i.
A2.4.4.2.4(3)	Minima frequenza laterale per i ponti ferroviari
A2.4.4.3.4(6)	Comfort dei passeggeri sui ponti temporanei.

e alle indicazioni di carattere nazionale relative all'impiego delle appendici informative per i ponti.

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia dell'Appendice A2 UNI-EN-1990.

2.4. Documenti normativi di riferimento

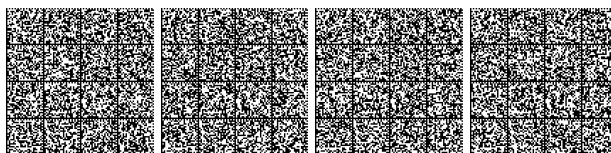
La presente appendice deve essere considerata quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento all'Appendice A2 della UNI-EN-1990– Criteri generali di progettazione strutturale, nonché quando si progettino strutture in cui siano coinvolti materiali o azioni diversi da quelli rientranti nello scopo e nel campo di applicazione delle EN da EN1991 a EN 1999.

6) Decisioni nazionali

<table>
<tr><th>Paragrafo</th><th>Riferimento</th><th>Parametro nazionale
- valore o prescrizione -</th></tr>
<tr><td colspan="3">Paragrafi generali.</td></tr>
<tr><td>A2.1.1(1)</td><td>Nota 3</td><td>Vale il seguente prospetto:
<table>
<tr><th>TIPO</th><th>DESCRIZIONE</th><th>Vita Nominale V_N (in anni)</th></tr>
<tr><td>1</td><td>Opere provvisorie – Opere provvisionali
Strutture in fase costruttiva [1]</td><td>≤ 10</td></tr>
<tr><td>2</td><td>Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe,
di dimensioni contenute, o di importanza normale</td><td>≥ 50</td></tr>
<tr><td>3</td><td>Opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe,
di grandi dimensioni, o di importanza strategica</td><td>≥ 100</td></tr>
</table>
[1] Le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni</td></tr>
<tr><td>A2.2.1(2)</td><td>Nota 1</td><td>Informazioni addizionali possono essere fornite per il singolo progetto</td></tr>
<tr><td>A2.2.6(1)</td><td>Nota 1</td><td>Si adottano i valori raccomandati di ψ di tabella A.2.1</td></tr>
<tr><td>A2.3.1(1)</td><td>Nota</td><td>Si distinguono due coefficienti γ_G : γ_{G1} e γ_{G2} rispettivamente per i carichi permanenti strutturali e non strutturali.

In ogni verifica allo stato limite ultimo si considerano carichi strutturali tutti quelli che derivano dalla presenza di strutture e materiali che, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di resistenza e rigidezza. In particolare, si considereranno tra i carichi strutturali il peso proprio del terreno nelle verifiche di rilevati e scarpate, la spinta sulle opere di sostegno, ecc.</td></tr>
<tr><td>A2.3.1(5)</td><td>Nota</td><td>Si possono adottare, in alternativa, sia l'approccio 1, sia l'approccio 2, salvo diversa esplicita prescrizione</td></tr>
<tr><td>A2.3.1(7)</td><td>Nota</td><td>Da definirsi per il singolo progetto in accordo con EN 1991-1-6, ove rilevante</td></tr>
<tr><td>A2.3.1(8)</td><td>Nota</td><td>I valori di γ_p sono da assumere dai pertinenti Eurocodici EN 199i</td></tr>
<tr><td>A2.3.1</td><td>Tabella A2.4(A)
Note 1 e 2</td><td>Si adottano i valori di γ raccomandati nelle note con le seguenti modifiche.
<table>
<tr><th></th><th>γ_{G1}</th><th>γ_{G1}</th><th>γ_{G2}</th><th>γ_{G2}</th><th>γ_B</th><th>γ_B</th></tr>
<tr><td></td><td>favor.</td><td>sfavor.</td><td>favor.</td><td>sfavor.</td><td>favor.</td><td>sfavor.</td></tr>
<tr><td>EQU</td><td>0,9</td><td>1,1</td><td>0,0</td><td>1,5</td><td>0,9</td><td>1,5</td></tr>
</table>
dove γ_B è il coefficiente parziale per il ballast.
Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti. Quanto sopra non si applica al ballast.
Quando si prevedono significative variazioni di carico dovute al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle singole verifiche.
I coefficienti parziali sulle resistenze del terreno sono riportati nell' EN 1997.</td></tr>
<tr><td>A2.3.1</td><td>Tabella A2.4(B)
Nota 1</td><td>Si adotta l'espressione 6.10.</td></tr>
</table>

<table>
<tr><td>A2.3.1</td><td>Tabella A2.4(B)
Nota 2</td><td>Si adottano i valori di γ raccomandati nella nota con le seguenti modifiche.
<table>
<tr><td>γ_{G1}</td><td>γ_{G1}</td><td>γ_{G2}</td><td>γ_{G2}</td><td>γ_B</td><td>γ_B</td></tr>
<tr><td>favor.</td><td>sfavor.</td><td>favor.</td><td>sfavor.</td><td>favor.</td><td>sfavor.</td></tr>
<tr><td>1,0</td><td>1,35</td><td>0,0</td><td>1,5</td><td>1,0</td><td>1,5</td></tr>
</table>
dove γ_B è il coefficiente parziale per il ballast.
γ_Q per i carichi da traffico ferroviario (gruppi di carico da 1 a 4 della tabella 6.11 dell'EN1991-2 che è stata modificata.) è uguale a 1.45, se sfavorevole, o a 0, se favorevole.
Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti. Quanto sopra non si applica al ballast.
Quando si prevedono significative variazioni di carico dovute al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle singole verifiche.
I coefficienti parziali sulle resistenze del terreno sono riportati nell' EN 1997-1</td></tr>
<tr><td>A2.3.1</td><td>Tabella A2.4(B) - Nota 4</td><td>Il riferimento alla nota 4 è soppresso.</td></tr>
<tr><td>A2.3.1</td><td>Tabella A2.4(C)</td><td>Si adottano i valori di γ raccomandati nella nota con le seguenti modifiche.
<table>
<tr><td>γ_{G1}</td><td>γ_{G1}</td><td>γ_{G2}</td><td>γ_{G2}</td><td>γ_B</td><td>γ_B</td></tr>
<tr><td>favor.</td><td>sfavor.</td><td>favor.</td><td>sfavor.</td><td>favor.</td><td>sfavor.</td></tr>
<tr><td>1,0</td><td>1,0</td><td>0,0</td><td>1,3</td><td>1,0</td><td>1,3</td></tr>
</table>
dove γ_B è il coefficiente parziale per il ballast.
Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti. Quanto sopra non si applica al ballast.
Quando si prevedono significative variazioni di carico dovute al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle singole verifiche.
I coefficienti parziali sulle resistenze del terreno sono riportati nell' EN 1997-1</td></tr>
<tr><td>A2.3.2(1)</td><td>Tabella A2.5</td><td>Nelle situazioni di progetto eccezionali per l'azione variabile principale si adotta il valore quasi permanente. Nelle combinazioni di azioni sismiche per l'azione variabile principale si adotta il valore quasi-permanente.
Per i ponti ferroviari, nella combinazione di azioni simiche si considera con un coefficiente ψ_2=0.2 il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico.
La combinazione di azioni sismiche vale sia per le verifiche allo stato limite ultimo di resistenza, sia per le verifiche allo stato limite di danno (vedi EN1998).</td></tr>
<tr><td>A2.3.2</td><td>Tabella A2.5 - Nota</td><td>Si adotta il valore raccomandato γ=1.</td></tr>
<tr><td>A2.4.1(1)</td><td>Tabella A2.6 - Nota 1</td><td>Si adottano i valori raccomandati γ=1.</td></tr>
<tr><td>A2.4.1(1)</td><td>Nota 2</td><td>Non sono richieste verifiche con la combinazione infrequente.</td></tr>
<tr><td>A2.4.1(2)</td><td>Nota</td><td>Da definirsi per il singolo progetto.</td></tr>
<tr><td colspan="3">Paragrafi specifici per i ponti stradali.</td></tr>
<tr><td>A2.2.2 (1)</td><td>Nota</td><td>Non sono richieste verifiche con la combinazione infrequente.</td></tr>
</table>

A2.2.2(3)	Nota	Da definirsi per il singolo progetto in accordo con EN 1991-2
A2.2.2(4)	Nota	Non si combinano le azioni dovute a neve e a traffico, salvo che per i ponti coperti..
A2.2.2(6)	Nota	Si combinano le azioni dovute a vento ed effetti termici.
A2.2.6(1)	Nota 1	Si adottano i valori raccomandati con $F^*_w = \psi_0 F_{wk}$. L'azione del vento a ponte carico si determina considerando una superficie esposta dei veicoli di altezza 3 m, a partire dal piano viabile.
A2.2.6(1)	Nota 2	Non sono richieste verifiche con la combinazione infrequente.
A2.2.6(1)	Nota 3	Le azioni di origine idraulica debbono essere definite per il singolo progetto
Paragrafi specifici per i ponti pedonali.		
A2.2.3(2)	Nota	Si combinano le azioni dovute a vento ed effetti termici.
A2.2.3(3)	Nota	Non si forniscono regole specifiche.
A2.2.3(4)	Nota	Si fa riferimento, come raccomandato, a combinazioni di azioni simili a quelle per gli edifici (Allegato A1) adottando i coefficienti ψ della Tabella A2.2..
A2.4.3.2(1)	Nota	Si adottano i valori di accelerazione massima raccomandati.
Paragrafi specifici per i ponti ferroviari.		
A2.2.4(1)	Nota	Neve e traffico non si combinano
A2.2.4(4)	Nota	Non si forniscono limitazioni aggiuntive (deve essere considerata un'azione del vento pari a $\psi_0 F_{wk}$)
A2.4.4.1(1)	Nota 3	Da definirsi per il singolo progetto.
A2.4.4.2.1(4)P	Nota	Si adottano i valori raccomandati delle accelerazioni di picco.
A2.4.4.2.2	Tabella A2.7 - Nota	Si adottano i valori di t raccomandati.
A2.4.4.2.2(3)	Nota	Si adotta il valore $t_T = 6$ mm/3 m.
A2.4.4.2.3(1)	Nota	Da definirsi per il singolo progetto.
A2.4.4.2.3(2)	Nota	Da definirsi per il singolo progetto.
A2.4.4.2.3(3)	Nota	Da definirsi per il singolo progetto.
A2.4.4.2.4(2)	Nota	Da definirsi per il singolo progetto.
A2.4.4.2.4(2)	Tabella A2.8 - Nota 3	Si adottano i valori di α_i e r_i raccomandati.
A2.4.4.2.4(3)	Nota	Si adotta il valore raccomandato f_{h0}=1.25 Hz.
A2.4.4.3(6)	Nota	Da definirsi per il singolo progetto.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1991-1-1:2004

Eurocodice 1: Azioni sulle strutture
Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA
alla UNI EN 1991-1-1:2004

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per le azioni sugli edifici

Appendice Nazionale

UNI EN 1991-1-1 – Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale – Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per edifici
EN 1991-1-1 Eurocode 1 "Actions on structures – Part 1-1: General actions – Densities, self-weight, imposed loads for building"

1) Premessa

Questa appendice nazionale, contenente i Parametri Determinati in sede Nazionale (NPD) per la UNI-EN 1991-1-1, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL.PP. in data 24/09/2010

2) Introduzione

2.1 Campo di applicazione
questa appendice nazionale contiene, al punto 3, le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN 1991-1-1, relativamente ai seguenti paragrafi

- 2.2 (3)
- 5.2.3 da (1) a (5)
- 6.2.2(1)
- 6.3.1.1(1)P - tabella 6.1
- 6.3.1.2(1)P - tabella 6.2
- 6.3.1.2 (10) e (11)
- 6.3.2.2(1)P - tabella 6.4
- 6.3.3.2(1) - tabella 6.8
- 6.3.4.2 - tabella 6.10
- 6.4(1) - tabella 6.12

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, debbono essere applicati in Italia per l'impiego della UNI-EN 1991-1-1.

2.2 Documenti normativi di riferimento

la presente appendice deve essere considerata quando si utilizzino i documenti normativi che fanno riferimento alla UNI-EN 1991-1-1: Azioni sulle strutture – Parte 1-1 - Azioni in generale – Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per edifici

3) Decisioni nazionali

Paragrafo	Riferimento	Parametro Nazionale - valore o prescrizione -
2.2	(3)	Nessuna specifica aggiuntiva
5.2.3	da (1) a (5)	Nessun valore e nessuna specifica aggiuntivi
6.2.2	(1)	Nessuna specifica aggiuntiva
6.3.1.1(P)	Tabella 6.1	Cat. B - Uffici: si suddivide in B1 (uffici privati) e B2 (uffici aperti al pubblico) Cat. C3-C5: si accorpano le categorie da C3 a C5
6.3.1.2(P)	Tabella 6.2	Nella Cat. A, si distinguono le scale interne ad unità abitative o commerciali, da quelle comuni, incorporate nella Cat. C2 Si adottano i seguenti valori:

Cat.	q_k (kN/m^2)	Q_k (kN)
A	2,0	2,0
B1 – uffici privati	2,0	2,0
B2 – uffici aperti a pubblico	3,0	2,0
C1	3,0	2,0
C2	4,0	4,0
C3-C5	5,0	5,0
D1	4,0	4,0
D2	5,0	5,0

Paragrafo	Riferimento	Parametro Nazionale - valore o prescrizione -
6.3.1.2	(10) (11)	Si adottano i valori raccomandati per α_A ed α_n
6.3.2.2(1)P	Tabella 6.4	$q_k \geq 6,00$ kN/m^2 $Q_k = 6,00$ kN
6.3.3.2(1)	Tabella 6.8	Si adottano i seguenti valori:

Cat.	q_k (kN/m^2)	Q_k (kN)
F	2,5	2 x 10,0
G	5,0	2 x 50,0

6.3.4.2(1)	Tabella 6.9	Cat. H: si aggiungono i sottotetti non praticabili Altre Cat.: nessuna modifica
6.3.4.2(1)	Tabella 6.10	Si adottano i seguenti valori:

Cat.	q_k (kN/m^2)	Q_k (kN)
H	0,5	1,2

6.4(1)	Tabella 6.12	Si adottano i seguenti valori:

Cat.	q_k (kN/m)
A	1,0
B1,B2, C1	1,0
C2	2,0
C3-C5	3,0
D1, D2	2,0
E1, E2	1,0 (*)
F, G	1,0 (**)

(*) Non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.
(**) Per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi sono indicate nell'annesso B dell'EN 1991-1-1.

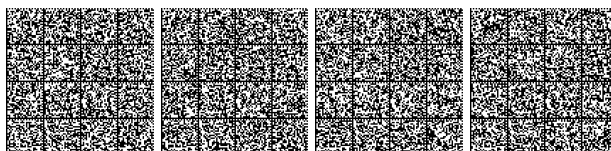
Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1991-1-2:2005

Eurocodice 1: Azioni sulle strutture
Parte 1-2: Azioni in generale- Azioni sulle strutture esposte al fuoco

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA
alla UNI EN 1991-1-2:2005

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per le strutture esposte al fuoco

APPENDICE NAZIONALE

UNI-EN1991-1-2: Eurocodice 1: Azioni sulle strutture – Parte 1-2: Azioni in generale – Azioni sulle strutture esposte al fuoco
EN 1991-1-2 Eurocode 1 : Actions on structures – Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire

1. PREMESSA

Questa Appendice Nazionale contiene i parametri nazionali alla UNI-EN 1991-1-2 ed è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL.PP. in data 24/09/2010

2. INTRODUZIONE

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice Nazionale contiene al punto 3 le Decisioni sui Parametri Nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN 1991-1-2 relativamente ai seguenti paragrafi:

2.4 (4) nota 1	3.1 (10)	3.3.1.3 (1)	4.2.2 (2)
2.4 (4) nota 2	3.3.1.2 (1) nota 1	3.3.2 (2)	4.3.1 (2)

Le suddette Decisioni Nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere osservate quando si utilizzi, in Italia, la UNI-EN 1991-1-2.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente Appendice va tenuta presente quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN 1991-1-1 Azioni sulle strutture – Parte 1-2: Azioni in generale – Azioni sulle strutture esposte al fuoco

3. DECISIONI NAZIONALI

Vengono qui di seguito riportati i parametri nazionali che si devono adottare per l'impiego dell'Eurocodice UNI-EN 1991-1-2.

Paragrafo	**Riferimento**	**Parametro nazionale - valore o prescrizione -**
2.4(4)	Nota 1	Il periodo di tempo specificato è fornito nei regolamenti nazionali di prevenzione incendi emanati dal Ministero dell'interno per le costruzioni nelle quali si svolgono attività soggette al controllo del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco ovvero disciplinate da specifiche regole tecniche di prevenzione incendi
2.4(4)	Nota 2	Limitati periodi di tempo sono forniti nell'Allegato al Decreto del Ministero dell'interno 9 marzo 2007 punto 4.2, per le costruzioni nelle quali si svolgono attività soggette al controllo del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco ovvero disciplinate da specifiche regole tecniche di prevenzione incendi.
3.1(10)	Nota	Sono ammessi ambedue i metodi di cui al punto 3.2 e 3.3. Per le costruzioni nelle quali si svolgono attività soggette al controllo del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco ovvero disciplinate da specifiche regole tecniche di prevenzione incendi, ulteriori indicazioni sono contenute nel Decreto del Ministero dell'interno 9 marzo 2007 con riferimento alla curva nominale temperatura-tempo e nel Decreto del Ministero dell'interno 9 maggio 2007 con riferimento all'impiego del modello di fuoco naturale.
3.3.1.2 (1)	Nota 1	Non si forniscono indicazioni specifiche.
3.3.1.3(1)	Nota 1	Possono essere utilizzati vari metodi, di comprovata validità, per il calcolo delle azioni termiche conseguenti ad incendi localizzati. Un metodo semplificato è fornito nell'appendice C.
3.3.2(2)	Nota	Nel caso di modelli a una zona, due zone o di fluidodinamica computazionale possono essere utilizzati vari metodi, di comprovata validità, per il calcolo delle azioni termiche ai fini dell'analisi delle temperature. Un metodo è fornito nell'appendice D.
4.2.2(2)	Nota	Non si forniscono indicazioni specifiche.
4.3.1(2)	Nota	Si adotta il valore raccomandato $\psi_{2,1}$ Q_1
Utilizzo delle appendici informative		Le Appendici A, B, C e D mantengono il carattere informativo. L'Appendice E non si adotta limitatamente ai punti E1 ed E2, ma si adottano le indicazioni aggiuntive contenute nell'allegato alla presente Appendice nazionale. Possono essere utilizzati i punti E3 ed E4 dell'Appendice E come informativi e limitatamente agli scopi indicati nei punti stessi. L'Appendice F non si adotta.

ALLEGATO - INDICAZIONI AGGIUNTIVE SUL CARICO D'INCENDIO SPECIFICO

E.1 Generalità

Il presente allegato è conforme all'allegato del decreto del Ministero dell'interno 9 marzo 2007.

(1) La densità di carico d'incendio usata nei calcoli corrisponde ad un valore di progetto, basato su misurazioni o, in casi speciali, su requisiti di resistenza al fuoco indicati nei regolamenti nazionali.

(2) Il valore di progetto può essere determinato:

- a partire da una classificazione nazionale dei carichi d'incendio in base alla destinazione d'uso, e/o
- specificamente per un progetto singolo, attraverso una ricognizione dei carichi d'incendio.

(3) Il valore di progetto del carico d'incendio $q_{f,d}$ è definito come segue:

$$q_{f,d} = q_f \cdot \delta_{q1} \cdot \delta_{q2} \cdot \delta_n \qquad [MJ/m^2] \qquad (E.1)$$

dove:

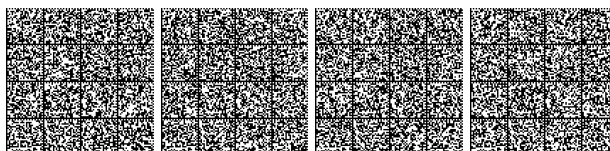
δ_{q1} è il fattore che tiene conto del rischio di attivazione del fuoco in relazione alla dimensione del compartimento (vedere successivo prospetto E.1);

δ_{q2} è il fattore che tiene conto del rischio di attivazione del fuoco in relazione al tipo di attività svolta nel compartimento (vedere successivo prospetto E.1);

$\delta_n = \prod_{i=1}^{10} \delta_{ni}$ è il fattore che tiene conto delle differenti misure di protezione (vedere successivo prospetto E.2);

q_f è il valore nominale del carico d'incendio specifico per unità di area in pianta [MJ/m^2] (vedere per esempio il successivo prospetto E.4).

prospetto E.1 Fattori δ_{q1}, δ_{q2}

Superficie in pianta lorda del compartimento (m^2)	δ_{q1}	δ_{q2}	Classe di rischio
A < 500	1,00	0,80	Aree che presentano un basso rischio di incendio in termini di probabilità di innesco, velocità di propagazione delle fiamme e possibilità di controllo dell'incendio da parte delle squadre di emergenza
500 ≤ A < 1.000	1,20		
1.000 ≤ A < 2.500	1,40	1,00	Aree che presentano un moderato rischio di incendio in termini di probabilità d'innesco, velocità di propagazione di un incendio e possibilità di controllo dell'incendio stesso da parte delle squadre di emergenza
2.500 ≤ A < 5.000	1,60		
5.000 ≤ A < 10.000	1,80	1,20	Aree che presentano un alto rischio di incendio in termini di probabilità d'innesco, velocità di propagazione delle fiamme e possibilità di controllo dell'incendio da parte delle squadre di emergenza
A ≥ 10.000	2,00		

prospetto E.2 Fattori δ_{ni}

δ_{ni} Funzione delle misure di protezione									
Sistemi automatici di estinzione		Sistemi di evacuazione automatica di fumo e calore	Sistemi automatici di rivelazione, segnalazione e allarme di incendio	Squadra aziendale dedicata alla lotta antincendio[1]	Rete idrica antincendio		Percorsi protetti di accesso	Accessibilità ai mezzi di soccorso VVF
ad acqua	altro				interna	interna e esterna		
δ_{n1}	δ_{n2}	δ_{n3}	δ_{n4}	δ_{n5}	δ_{n6}	δ_{n7}	δ_{n8}	δ_{n9}
0,60	0,80	0,90	0,85	0,90	0,90	0,80	0,90	0,90

[1] Gli addetti devono aver conseguito l'attestato di idoneità tecnica di cui all'art. 3 della legge 28 novembre1996, n. 609, a seguito del corso di formazione di tipo C di cui all'allegato IX del decreto ministeriale 10 marzo 1998.

E.2 Determinazione delle densità di carico d'incendio

E.2.1 Generalità

(1) Il carico d'incendio è determinato tenendo conto di tutto il contenuto combustibile dell'edificio e di tutte le parti rilevanti della costruzione che possono bruciare, ivi incluse le finiture e gli impianti. Parti combustibili che non carbonizzano durante l'incendio non devono essere considerate.
Il contributo alla determinazione della densità di carico d'incendio delle strutture di legno è determinato tenendo conto delle indicazioni fornite dal Ministero dell'Interno per le attività soggette al controllo del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco ovvero disciplinate da specifiche regole tecniche di prevenzione incendi.

(2) Per la determinazione della densità di carico d'incendio è possibile operare:

- attraverso una classificazione del carico d'incendio in funzione della destinazione d'uso (vedere il successivo punto E.2.5) e/o
- attraverso specifici progetti (vedere il successivo punto E.2.6).

(3) Se le densità di carico d'incendio sono determinate attraverso una classificazione del carico d'incendio in funzione della destinazione d'uso, si deve tenere conto:
- del carico d'incendio proprio della destinazione d'uso, fornito dalla classificazione,
- del carico d'incendio dell'edificio (elementi costruttivi, impianti e finiture), che non è generalmente incluso nella classificazione e che deve pertanto essere valutato con riferimento ai seguenti punti, ove applicabili.

E.2.2 Definizioni

(1) Il carico d'incendio nominale è definito nella forma:

$$Q_{fi} = \Sigma M_i \cdot H_{ui} \cdot m_i \cdot \Psi_i = \Sigma Q_{fi,i} \qquad [MJ] \qquad (E.2)$$

dove:

[1] Gli addetti devono aver conseguito l'attestato di idoneità tecnica di cui all'art. 3 della legge 28 novembre1996, n. 609, a seguito del corso di formazione di tipo C di cui all'allegato IX del decreto ministeriale 10 marzo 1998.

M_i è l'ammontare del materiale combustibile [kg], in accordo a (3) e (4);
H_{ui} è il potere calorifico netto [MJ/kg], (vedere il successivo punto E.2.4);
m_i è il fattore per stimare la partecipazione alla combustione dell'i-esimo materiale combustibile, (vedere E.3 dell'appendice E di EN1991-1-2);
Ψ_i è il fattore per stimare carichi d'incendio con protezioni, (vedere il successivo punto E.2.3).

(2) Il carico d'incendio specifico nominale q_f per unità di area è definito come:

$$q_f = Q_{fi} / A_f \qquad [MJ/m^2] \qquad (E.3)$$

dove:

A_f è l'area in pianta del compartimento o dello spazio di riferimento

(3) I carichi d'incendio permanenti, che non ci si attende subiscano variazioni nel corso della vita di esercizio della struttura, sono introdotti con il loro valore atteso risultante da una analisi di dettaglio.

(4) I carichi d'incendio variabili, che possono variare durante la vita di esercizio della struttura, sono rappresentati da valori, che ci si attende non siano superati per l'80% del tempo.

E.2.3 Carico d'incendio protetto

(1) Non occorre considerare nel calcolo i carichi d'incendio in contenitori che sono progettati per sopravvivere all'esposizione al fuoco.

(2) Per i carichi d'incendio in contenitori non combustibili che rimangono intatti per il tempo d'esposizione, possono essere adottati valori di Ψ_i come segue:
0 per i materiali contenuti in contenitori appositamente progettati per resistere al fuoco;
0,85 per i materiali contenuti in contenitori non combustibili e non appositamente progettati per resistere al fuoco;
1 in tutti gli altri casi.

E.2.4 Potere calorifico netto

(1) I poteri calorifici netti sono determinati secondo la EN ISO 1716:2002.

(2) Il contenuto d'umidità dei materiali può essere tenuto in conto come segue:

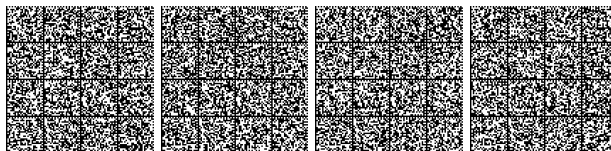
$$H_u = H_{u0} (1 - 0{,}01\, u) - 0{,}025\, u \qquad [MJ/kg] \qquad (E.4)$$

dove:

u è il contenuto d'umidità espresso come percentuale rispetto al peso secco;
H_{u0} è il potere calorifico netto del materiale secco.

(3) I poteri calorifici di alcuni materiali solidi, liquidi e gas sono indicati nel successivo prospetto E.3.

prospetto E.3 Poteri calorifici netti H_u [MJ/kg] di materiali combustibili per il calcolo del carichi d'incendio

Solidi	
Legno	17,5
Altri materiali cellulosici - vestiti - sughero - cotone - carta, cartone - seta - paglia - lana	20

Carbonio - antracite - carbone di legna - carbone	30

Prodotti chimici	
Paraffine - metano - etano - propano - butano	50
Olefine - etilene - propilene - butene	45
Composti aromatici - benzene - toluene	40
Alcool - metanolo - etanolo - alcool etilico	30
Combustibili - benzina, petrolio - gasolio	45
Plastiche da idrocarburi puri - polietilene - polistirene - polipropilene	40

Altri prodotti	
ABS (plastica)	35
Poliestere (plastica)	30
Poliisocianurato e poliuretano (plastica)	25
Policloruro di vinile, PVC (plastica)	20
Bitume, asfalto	40
Pelle	20
Linoleum	20
Pneumatici	30
NOTA I valori forniti nel presente prospetto non sono applicabili per il calcolo del contenuto energetico dei carburanti.	

E.2.5 Classificazione dei carichi d'incendio per destinazione d'uso

(1) Le densità di carico d'incendio sono classificate in base alla destinazione d'uso, all'area del compartimento, e sono intese come densità nominali di carico d'incendio q_f [MJ/m^2], come indicato nel successivo prospetto E.4.

prospetto E.4 Densità di carico d'incendio nominali q_f [MJ/m²] per differenti destinazioni d'uso

Destinazione d'uso	Media	80% Frattile
Alloggio	780	948
Ospedale (stanza)	230	280
Albergo (stanza)	310	377
Biblioteca	1 500	1 824
Ufficio	420	511
Classe di una scuola	285	347
Centro commerciale	600	730
Teatro (cinema)	300	365
Trasporti (spazio pubblico)	100	122
NOTA La distribuzione di Gumbel è spaziata per l'80% frattile.		

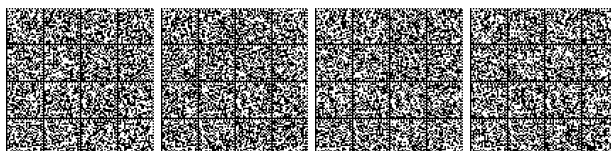
(2) I valori del carico d'incendio specifico forniti nel prospetto E.4 sono validi nel caso che il fattore δ_{q2} sia uguale a 1,0 (vedere precedente prospetto E.1).

(3) I carichi d'incendio forniti nel precedente prospetto E.4 sono validi per compartimenti "ordinari" in relazione alla destinazione d'uso indicata nel prospetto. Volumi speciali sono considerati in accordo al precedente punto E.2.2.

(4) I carichi d'incendio costituiti dalla costruzione stessa (elementi costruttivi, impianti, finiture) sono determinati in accordo ai precedenti punti E.2.1 e E.2.2.

E.2.6 Valutazione individuale delle densità di carico d'incendio

(1) In assenza di classi di destinazione d'uso, le densità di carico d'incendio possono essere specificamente determinate per singoli progetti, effettuando una ricognizione dei carichi d'incendio presenti in relazione all'uso previsto.

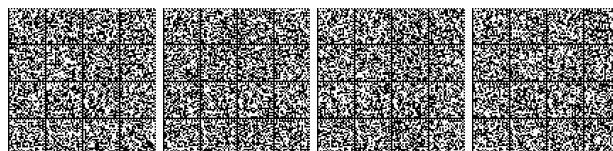
(2) I carichi d'incendio e la loro disposizione puntuale sono valutati considerando l'impiego previsto, le installazioni e gli arredi, le variazioni nel tempo, le situazioni sfavorevoli e le possibili modifiche della destinazione d'uso.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1991-1-3:2005

Eurocodice 1: Azioni sulle strutture
Parte 1-3: Azioni in generale – Carichi da neve

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA
alla UNI EN 1991-1-3:2005

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per i carichi da neve sulle strutture

Appendice nazionale

UNI EN 1991-1-3 – Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture Parte 1-3: Carichi da neve
EN 1991-1 Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-3: General actions – Snow loads

1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri di determinazione nazionale presenti nella UNI EN 1991-1-3, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL.PP. in data 24/09/2010

2) Introduzione

2.1 Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI EN 1991-1-3 relativamente ai seguenti paragrafi:

1.1(2)
1.1(3)
1.1(4)

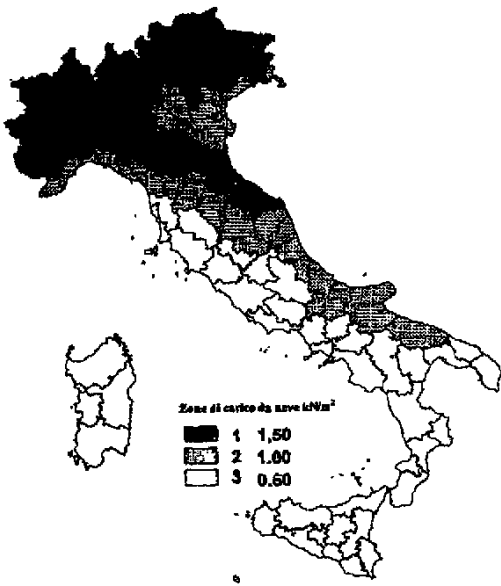
2(3)
2(4)

3.3(1)
3.3(3)

4.1(1)
4.1(2)
4.2(1)
4.3(1)

5.2(2)
5.2(5)
5.2(6)
5.2(7)
5.2(8)
5.3.3(4)
5.3.4(3)
5.3.4(4)
5.3.5(1)
5.3.5(3)
5.3.6(1)
5.3.6(3)

6.2(2)
6.3(1)
6.3(2)

A(1) (attraverso la Tabella A1)

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI EN 1991-1-3.

Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI EN 1991-1-3 "Azioni sulle strutture Parte 1-3: Carichi da neve".

3) **Decisioni nazionali**

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione-
1.1(2)	Nota	Per altitudini superiori a 1500 m s.l.m. si dovrà fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione utilizzando comunque valori del carico della neve non inferiori a quelli previsti per la quota di 1500 m
1.1(3)	Nota	Per l'intero territorio nazionale si applica il caso A della tabella A.1
1.1(4)	Nota	Non è ammesso l'impiego dell'Appendice B
2(3)	Nota	Il caso delle azioni della neve di tipo eccezionale non si applica in Italia
2(4)	Nota	Il caso degli accumuli eccezionali della neve non si applica in Italia
3.3(1)	Nota 2	Il caso delle condizioni eccezionali non si applica in Italia
3.3(3)	Nota 2	Il caso delle condizioni eccezionali non si applica in Italia
4.1(1)	Nota 1	I valori caratteristici minimi del carico della neve al suolo sono quelli riportati nella mappa seguente. 1 1,50 2 1.00 3 0.60 **Zona I – Alpina** Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza: q_{sk}= 1,50 kN/m² a_s <= 200 m

		$q_{sk} = 1{,}39\,[1+(\frac{a_s}{728})^2]$ kN/m² $a_s > 200$ m **Zona I – Mediterranea** Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese: $q_{sk} = 1{,}50$ kN/m² $a_s <= 200$ m $q_{sk} = 1{,}35\,[1+(\frac{a_s}{602})^2]$ kN/m² $a_s > 200$ m **Zona II** Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona: $q_{sk} = 1{,}00$ kN/m² $a_s <= 200$ m $q_{sk} = 0{,}85\,[1+(\frac{a_s}{481})^2]$ kN/m² $a_s > 200$ m **Zona III** Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanisetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo: $q_{sk} = 0{,}60$ kN/m² $a_s <= 200$ m $q_{sk} = 0{,}51\,[1+(\frac{a_s}{481})^2]$ kN/m² $a_s > 200$ m
4.1(1)	Nota 2	La mappa del carico della neve caratteristico al suolo è basata sulle mappe riportate nell'Appendice C, per le regioni Alpina e Mediterranea
4.1(2)	Nota 1	Non sono necessarie ulteriori indicazioni
4.2(1)	Nota	Si adottano i valori raccomandati nella tabella 4.1
4.3(1)	Nota	Il caso delle azioni eccezionali della neve non si applica in Italia
5.2(2)	Nota	Non è ammesso l'impiego dell'Appendice B
5.2(5)	Nota 2	Nessuna indicazione aggiuntiva
5.2(6)	Nota	Nessuna indicazione aggiuntiva

5.2(7)	Nota	I valori dei coefficienti di esposizione C_e, per le varie condizioni topografiche, sono i seguenti: - battuta dai venti $C_e = 0,9$ - normale $C_e = 1,0$ - riparata $C_e = 1,1$
5.2(8)	Nota 1	Si adotta il valore raccomandato $C_t = 1,0$
5.3.3(4)	Nota	Non è ammesso l'impiego di distribuzioni di carico alternative
5.3.4(3)	Nota	Non è ammesso l'impiego dell'Appendice B
5.3.4(4)	Nota	Per α_1 o $\alpha_2 > 60°$ il valore di μ_2 non potrà essere assunto inferiore a $\mu_2=1,6$
5.3.5(1)	Nota 1	Si adotta il valore raccomandato per il limite superiore del coefficiente $\mu_3 = 2,0$, come indicato nella Figura 5.5
5.3.5(3)	Nota	Non è ammesso l'impiego di distribuzioni di carico alternative
5.3.6(1)	Nota 1	Si adottano i valori raccomandati per i limiti di variazione del coefficiente μ_w : $0,8 \leq \mu_w \leq 4,0$
5.3.6(3)	Nota	Non è ammesso l'impiego dell'Appendice B
6.2(2)	Nota	Non è ammesso l'impiego dell'Appendice B
6.3(1)	Nota	L'impiego è consentito per quote superiori a 800 m s.l.m.
6.3(2)	Nota	Si adotta il valore raccomandato per $k = 3/d$, con $k \leq d\gamma$
A(1)	Tabella A.1 Nota 1	Si applica il caso A
A(1)	Tabella A.1 Nota 2	I casi B2 e B3 non si applicano

4) Indicazioni aggiuntive non contraddittorie

Sino a quando non sarà disponibile la mappa fisica della neve varrà la suddivisione amministrativa indicata al punto 3.4.2

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1991-1-4:2007

Eurocodice 1: Azioni sulle strutture
Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA

alla UNI EN 1991-1-4:2007

Parametri adottati a livello nazionale

da utilizzare per le azioni da vento sulle strutture

Appendice Nazionale

UNI-EN 1991-1-4 – Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento"
EN 1991-1-4 – Eurocode 1 - Actions on structures – Part 1-4: General Actions - Wind Actions"

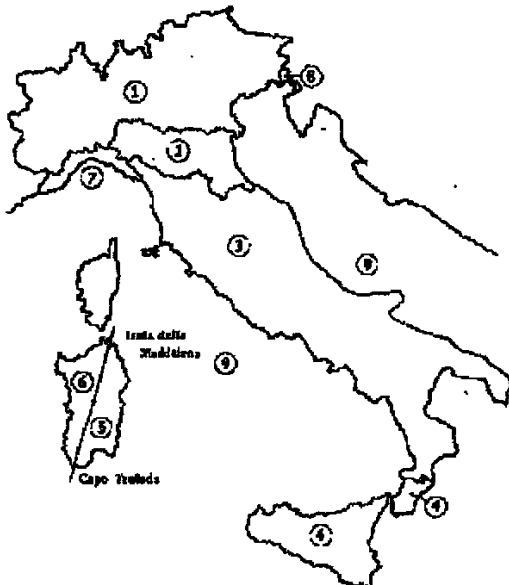
1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN 1991-1-4, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL.PP. in data 24/09/2010

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

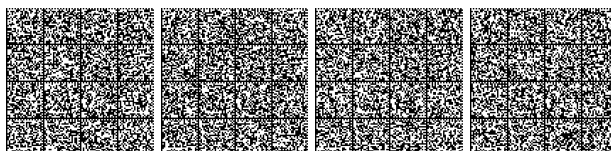
Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN 1991-1-4 relativamente ai seguenti paragrafi:

1.1 (11) Note 1
1.5 (2) Note
4.1 (1) Note
4.2 (1) P Note 2
4.2 (2) P Notes 1, 2, 3 and 5
4.3.1 (1) Notes 1 and 2
4.3.2 (1) Note
4.3.2 (2) Note
4.3.3 (1) Note
4.3.4 (1) Note
4.3.5 (1) Note
4.4 (1) Note 2
4.5 (1) Notes 1 and 2
5.3 (5) Note
6.1 (1) Note
6.3.1 (1) Note 3
6.3.2 (1) Note
7.1.2 (2)Note
7.1.3 (1)Note
7.2.1 (1) Note 2
7.2.2 (1)Note
7.2.2 (2) Note 1
7.2.3 (2) Note
7.2.3 (4) Note 1
7.2.4 (1) Note
7.2.4 (3) Note
7.2.5 (1) Note
7.2.5 (3) Note
7.2.6 (1) Note
7.2.6 (3) Note
7.2.8 (1) Note
7.2.9 (2) Note
7.2.10 (3) Notes 1 and 2
7.3 (6) Note
7.4.1 (1) Note
7.4.3 (2) Note
7.6 (1) Note 1
7.7.(1) Note 1
7.8 (1) Note
7.9.2 (2) Note
Table 7.14 Note
7.10 (1) Note 1
7.11 (1) Note 2
7.13 (1) Note
7.13 (2) Note
8.1 (1) Notes 1 and 2
8.1 (4) Note
8.1 (5) Note
8.2 (1) Note 1
8.3 (1) Note
8.3.1 (2) Note
8.3.2 (1) Note
8.3.3 (1) Note 1
8.3.4 (1) Note
8.4.2 (1) Note 1
A.2 (1) Note
E.1.3.3 (1) Note
E.1.5.1 (1) Notes 1 and 2
E.1.5.1 (3) Note
E.1.5.2.6 (1) Note 1
E.1.5.3 (2) Note 1
E.1.5.3 (4) Note
E.1.5.3 (6) Note
E.3 (2) Note

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN 1991-1-4.

2.2) Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla EN-UNI 1991-1-4 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento.

3). <u>Decisioni nazionali</u>

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale – valore o prescrizione
1.1 (11)	Nota 1	Nessuna informazione aggiuntiva
1.5 (2)	Nota	Nessuna informazione aggiuntiva
4.1 (1) 4.2 (1)P 4.2 (2)P	Nota Nota 2 Nota 1	Il valore $v_{b,0}$ attraverso cui si arriva, con l'applicazione delle formule (4.1) e (4.3), alla $v_m(z)$ si ottiene attraverso la seguente procedura: In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche $v_{b,0}$ è data dall'espressione: $v_{b,0} = \bar{v}_{b,0}$ per $a_s \le a_0$ $v_{b,0} = \bar{v}_{b,0} + k_a(a_s - a_0)$ per $a_0 \le a_s \le 1500$ m dove $\bar{v}_{b,0}$, a_0, k_a sono dati nella tabella N.A.1 in funzione della zona, definita in Figura N.A.1, ove sorge la costruzione; a_s è l'altitudine sul livello del mare (in metri) del sito ove sorge la costruzione. Fig. N.A.1 Per altitudini superiori a 1500 metri sul livello del mare si potrà fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione, utilizzando comunque valori della velocità di riferimento non inferiori a quelli previsti alla quota di 1500 m

Zona	Descrizione	$\bar{v}_{b,0}$ (m/s)	a_0	k_0 (1/s)
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della prov. di Trieste)	25	1000	0.010
2	Emilia Romagna	25	750	0.015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Campania, Puglia, Basilicata, Calabria (esclusa la prov. di Reggio Calabria)	27	500	0.020
4	Sicilia e prov. di Reggio Calabria	28	500	0.020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'isola della Maddalena)	28	750	0.015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'isola della Maddalena)	28	500	0.020
7	Liguria	28	1000	0.015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0.010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0.020

Tab. N.A.1

4.2 (2)P	Nota 2	Si adotta il valore raccomandato $c_{dir} = 1$
4.2 (2)P	Nota 3	Si adotta il valore raccomandato $c_{season} = 1$
4.2 (2)P	Nota 5	Per i periodi di ritorno compresi fra 5 e 50 anni, si adottano i valori K=0,20 e n=0,5; per periodi di ritorno compresi fra 50 e 1000 anni, si adottano i valori K=0,138 e n=1
4.3.1 (1)	Nota 1	Si adotta il valore raccomandato $c_0 = 1$ a meno di diverse indicazioni del paragrafo 4.3.3.
4.3.1 (1) 4.3.2. (1)	Nota 2 Nota	Il valore $v_m(z)$ è dato dall'espressione (4.3). Per $c_r(z)$ si adotta la formula 4.4 dove i parametri $k_r(z)$, z_0 e z_{min} sono dati dalla tabella N.A.2 in funzione della categoria di esposizione del sito dove sorge la costruzione. Tale categoria è assegnata tramite gli schemi in figura N.A.2., in funzione della posizione geografica del sito e della classe di rugosità del terreno nella Tabella N.A.3.

Categorie di esposizione	k_r	z_0(m)	z_{min}(m)
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
VI	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

ZONE 1,2,3,4,5

mare — costa — 500 m — 750 m

2 km — 10 km — 30 km

A	–	IV	IV	V	V	V
B	–	III	III	IV	IV	IV
C	–	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

ZONA 9

mare — costa

A	–	I
B	–	I
C	–	I
D	I	I

ZONA 6

mare — costa — 500 m

2 km — 10 km — 30 km

A	–	III	IV	V	V
B	–	[illegible]	[illegible]	[illegible]	IV
C	–	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8

mare — costa

1.5 km — 0.5 km

A	–	–	IV
B	–	–	IV
C	[illegible]	[illegible]	III
D	I	II	*

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

Fig. N.A.2.

<table>
<tr><td></td><td></td><td>Tab. N.A.3
<table><tr><td>Classe di rugosità</td><td>Descrizione</td></tr><tr><td>A</td><td>Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m</td></tr><tr><td>B</td><td>Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive.</td></tr><tr><td>C</td><td>Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni, ...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D.</td></tr><tr><td>D</td><td>Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi, ...)</td></tr></table>
L' assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l' altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole. Si assume z_{max}=200 m come raccomandato.</td></tr>
<tr><td>4.3.2 (2)</td><td>Nota</td><td>Oltre a quelle raccomandate (Appendice A2) si possono utilizzare altre procedure.</td></tr>
<tr><td>4.3.3 (1)</td><td>Nota</td><td>Si adotta la procedura raccomandata riportata in Annex A.3.</td></tr>
<tr><td>4.3.4 (1)</td><td>Nota</td><td>Si adotta la procedura raccomandata riportata in Annex A.4.</td></tr>
<tr><td>4.3.5 (1)</td><td>Nota</td><td>Si adotta la procedura raccomandata riportata in Annex A.5.</td></tr>
<tr><td>4.4 (1)</td><td>Nota 2</td><td>Si adotta il valore raccomandato k_I=1,0.</td></tr>
<tr><td>4.5 (1)</td><td>Nota 1</td><td>Si adotta la espressione raccomandata (4.8).</td></tr>
<tr><td>4.5 (1)</td><td>Nota 2</td><td>Si adotta il valore raccomandato ρ = 1,25 kg/m^3.</td></tr>
<tr><td>5.3 (5)</td><td>Nota</td><td>Nessuna indicazione aggiuntiva.</td></tr>
<tr><td>6.1 (1)
6.3.1 (1)</td><td>Nota
Nota 3</td><td>Il coefficiente $c_s c_d$ (non separato nei due coefficienti c_s e c_d) viene calcolato secondo la procedura dell'Annex B.</td></tr>
<tr><td>6.3.2 (1)</td><td>Nota</td><td>Si adotta il metodo dell'Annex B.</td></tr>
<tr><td>7.1.2 (2)</td><td>Nota</td><td>Si adotta la procedura raccomandata.</td></tr>
<tr><td>7.1.3 (1)</td><td>Nota</td><td>Nessuna indicazione aggiuntiva.</td></tr>
<tr><td>7.2.1 (1)</td><td>Nota 2</td><td>Si adotta la procedura raccomandata di Fig. 7.2.</td></tr>
<tr><td>7.2.2 (1)</td><td>Nota</td><td>Si adotta la procedura raccomandata di assumere l'altezza della costruzione come altezza di riferimento.</td></tr>
<tr><td>7.2.2 (2)</td><td>Nota 1</td><td>Si adottano i valori raccomandati nella Tab. 7.1.</td></tr>
<tr><td>7.2.3 (2)</td><td>Nota</td><td>Si adottano le zone raccomandate nella Fig. 7.6.</td></tr>
<tr><td>7.2.3 (4)</td><td>Nota 1</td><td>Si adottano i valori raccomandati nella Tab. 7.2.</td></tr>
<tr><td>7.2.4 (1)</td><td>Nota</td><td>Si adottano le zone raccomandate nella Fig. 7.7.</td></tr>
<tr><td>7.2.4 (3)</td><td>Nota</td><td>Si adottano i valori raccomandati nella Tab. 7.3a e nella Tab. 7.3b.</td></tr>
<tr><td>7.2.5 (1)</td><td>Nota</td><td>Si adottano le zone raccomandate nella Fig. 7.8.</td></tr>
<tr><td>7.2.5 (3)</td><td>Nota</td><td>Si adottano i valori raccomandati nella Tab. 7.4a e nella Tab. 7.4b.</td></tr>
<tr><td>7.2.6 (1)</td><td>Nota</td><td>Si adottano le zone raccomandate nella Fig. 7.9.</td></tr>
</table>

7.2.6 (3)	Nota	Si adottano i valori raccomandati nella Tab. 7.5.
7.2.8 (1)	Nota	Si adottano i valori raccomandati di Fig. 7.11 e 7.12.
7.2.9 (2)	Nota	Nessuna indicazione aggiuntiva.
7.2.10 (3)	Note 1 e 2	Nessuna indicazione aggiuntiva.
7.3 (6)	Nota	Si adotta per centro di pressione la posizione raccomandata nella Fig. 7.16.
7.4.1 (1)	Nota	Si adottano i valori raccomandati dalla Tab. 7.9.
7.4.3 (2)	Nota	Si adotta il valore raccomandato $e = \pm 0{,}25b$.
7.6 (1)	Nota 1	Si adottano i valori raccomandati in Fig. 7.24.
7.7 (1)	Nota 1	Si adotta il valore raccomandato $c_{f,0} = 2$.
7.8 (1)	Nota	Si adottano i valori raccomandati di Tab. 7.11.
7.9.2 (2)	Nota	Nessuna indicazione aggiuntiva.
7.10 (1)	Nota 1	Si adottano i valori raccomandati di Fig. 7.30.
7.11 (1)	Nota 2	Nessuna indicazione aggiuntiva.
7.13 (1)	Nota	Nessuna indicazione aggiuntiva.
7.13 (2)	Nota	Si adottano i valori raccomandati di Tab. 7.16 e Fig. 7.36.
8.1 (1)	Nota 1	Nessuna indicazione aggiuntiva.
8.1 (1)	Nota 2	Nessuna indicazione aggiuntiva.
8.1 (4)	Nota	Si assume $v^*_{b,0} = 0{,}9\ v_{b,0}$.
8.1 (5)	Nota	Si assume $v^{**}_{b,0} = v_{b,0}$.
8.2 (1)	Nota 1	Non viene fornita una procedura specifica.
8.3 (1)	Nota	Nessuna indicazione aggiuntiva, si rimanda all'applicazione della Section 7.4.
8.3.1 (2)	Nota	Nessuna specifica aggiuntiva.
8.3.2 (1)	Nota	Si adottano i valori raccomandati della Tab. 8.2.
8.3.3 (1)	Nota 1	Si adotta il valore raccomandato.
8.3.4 (1)	Nota 1	Si adottano i valori raccomandati.
8.4.2 (1)	Nota 1	Non si forniscono regole semplificate.
ANNEX A, B, C, D, E, F		Le Appendici A, B, C, D, E, F possono essere utilizzate come informative e limitatamente agli scopi indicati nelle Appendici stesse, in quanto contenenti informazioni aggiuntive non contraddittorie con il testo dell'EN 1991-1-4.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1991-1-5:2005

Eurocodice 1: Azioni sulle strutture
Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1991-1-5:2005

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per le azioni termiche sulle strutture

Appendice Nazionale

UNI-EN 1991-1-5 – Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture – Parte 1-5: Azioni in generale – Azioni Termiche
EN 1991-1-5 – Eurocode 1 - "Actions on structures – Part 1-5: General actions – Thermal actions"

1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN 1991-1-5, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL.PP. in data 24/09/2010

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN 1991-1-5 relativamente ai seguenti paragrafi:

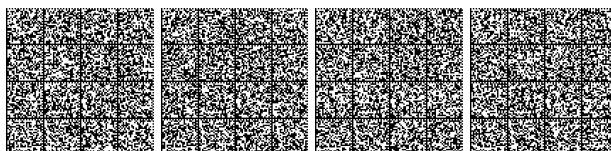
5.3(2) (Tables 5.1, 5.2 and 5.3)
6.1.1 (1) (Note 1)
6.1.2(2) (Note)
6.1.3.1(4) (Note)
6.1.3.2(1)P (Note)
6.1.3.3(3) (Note 2)
6.1.4(3) (Note)
6.1.4.1(1) (Note)
6.1.4.2(1) (Note 1)
6.1.4.3(1) (Nota)
6.1.4.4(1) (Nota)
6.1.5(1) (Note 1)
6.1.6(1) (Nota)
6.2.1(1)P (Note)
6.2.2(1) (Note)
6.2.2(2) (Note 1)
7.2.1(1) P (Note)
7.5(3) (Note 1)
7.5(4) (Note)
A.1(1) (Notes 1 and 2)
A.1(3) (Note)
A.2(2) (Note 1)
B(1) (Tables B.1, B.2 and B.3)

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN 1991-1-5.

2.2) Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla EN-UNI 1991-1-5 – Azioni sulle strutture – Parte 1-5: Azioni in generale – Azioni Termiche.

3). Decisioni nazionali

Paragrafo	**Riferimento**	**Parametro nazionale – valore o prescrizione**
5.3 (2)	Tabelle 5.1, 5.2 e 5.3	T_{int}=T_1=T_2=20°C T_{max} = 45 °C, T_{min} = -15 °C. Per superfici esposte a Nord-Est si assume: T_3= 0 °C, T_4 = 2 °C, T_5 = 4 °C. Per superfici esposte a Sud-Ovest si assume: T_3= 18 °C, T_4 = 30 °C, T_5 = 42 °C. T_6= 8 °C, T_7 = 5 °C, T_8 = -5 °C, T_9 = -3 °C.
6.1.1 (1)	Nota 1	Non vengono fornite informazioni aggiuntive
6.1.2 (2)	Nota	Si utilizza l'Approccio 1.
6.1.3.1(4)	Nota	Per i valori di $T_{e.min}$ e $T_{e.max}$ si adottano i valori raccomandati in Figura 6.1.
6.1.3.2(1)P 7.2.1(1) P A.1(1)	Nota Nota Nota 1	Mappa delle temperature massime dell'aria all'ombra, al livello del mare (T_{max}).

		Mappa delle temperature minime dell'aria all'ombra, al livello del mare (T_{min}).
6.1.3.3(3)	Nota 2	Si adottano i valori raccomandati.
6.1.4(3)	Nota	Per la differenza iniziale di temperatura si assume il valore ΔT = 15 °C.
6.1.4.1(1)	Nota	Per i valori di $\Delta T_{M,heat}$ e $\Delta T_{M,cool}$ si adottano i valori raccomandati in Tabella 6.1.
6.1.4.2(1)	Nota 1	Poiché si utilizza l'Approccio 1, il punto 6.1.4.2 non viene applicato.
6.1.4.3(1)	Nota	Per la differenza di temperatura in orizzontale si adotta il valore ΔT = 5°C
6.1.4.4(1)	Nota	Per la differenza di temperatura si adotta il valore raccomandato, ΔT = 15 °C.
6.1.5(1)	Nota 1	Si adottano i valori raccomandati, ω_N = 0,35; ω_M = 0,75.

6.1.6(1)	Nota	Si adottano i valori raccomandati.
6.2.1(1)P	Nota	Non viene fornita una procedura specifica, si utilizza quella raccomandata.
6.2.2(1)	Nota	Si adotta il valore raccomandato, $\Delta T = 5$ °C.
6.2.2(2)	Nota 1	Si adotta il valore raccomandato, $\Delta T = 15$ °C.
7.5(3)	Nota 1	Si adotta il valore raccomandato, $\Delta T = 15$ °C.
7.5(4)	Nota	Si adotta il valore raccomandato, $\Delta T = 15$ °C.
A.1(1)	Nota 2	Al fine della valutazione della temperatura dell'aria all'ombra a quote diverse da quella del mare, il territorio italiano è suddiviso in 4 zone climatiche: – zona I (Valle d'Aosta, Piemonte Lombardia, Emilia Romagna, Veneto, Friuli Venezia Giulia, Trentino Alto Adige); – zona II (Liguria, Toscana, Umbria, Lazio, Sardegna, Campania, Basilicata); – zona III (Marche, Abruzzo, Molise, Puglia); – zona IV (Calabria, Sicilia). Zone climatiche italiane.

		La temperatura minima $T_{min,h}$ e la temperatura massima $T_{max,h}$ dell'aria alla quota h (in m) sul livello del mare possono essere valutate utilizzando le relazioni seguenti: Zona I $T_{min,h} = T_{min} - 4,38\ h/1000$ $T_{max,h} = T_{max} - 6,16\ h/1000$ Zona II $T_{min,h} = T_{min} - 5,49\ h/1000$ $T_{max,h} = T_{max} - 1,95\ h/1000$ Zona III $T_{min,h} = T_{min} - 6,91\ h/1000$ $T_{max,h} = T_{max} - 0,35\ h/1000$ Zona IV $T_{min,h} = T_{min} - 8,58\ h/1000$ $T_{max,h} = T_{max} - 1,59\ h/1000$
A.1(3)	Nota	Si adotta il valore $T_0 = 15$ °C.
A.2(2)	Nota 1	Si adottano i valori raccomandati.
B(1)	Tabelle B.1, B.2 e B.3.	Si adottano per ΔT i valori raccomandati nelle Tabelle B.1, B.2 e B.3.
Annesso C		L'uso dell'annesso informativo C è consentito .
Annesso D		L'uso dell'annesso informativo D è consentito.

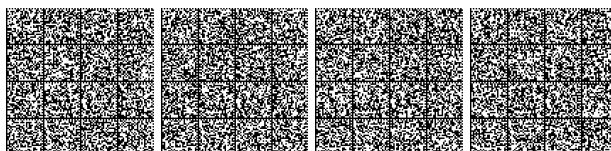
Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1991-1-6:2005

Eurocodice 1: Azioni sulle strutture
Parte 1-6: Azioni in generale- Azioni durante la costruzione

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA
alla UNI EN 1991-1-6:2005

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per le azioni durante la costruzione

Appendice Nazionale

UNI EN 1991-1-6 – Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-6: Azioni in generale, Azioni durante la costruzione
EN 1991-1-6 Eurocode 1 "Actions on structures Part 1-6: General actions - Actions during execution"

1) Premessa

Questa appendice nazionale, contenente i Parametri Determinati in sede Nazionale (NPD) per la UNI-EN 1991-1-6, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL.PP. in data 25/02/2011

2) Introduzione

2.1 Campo di applicazione
Questa appendice nazionale contiene, al punto 3, le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN 1991-1-6, relativamente ai seguenti paragrafi

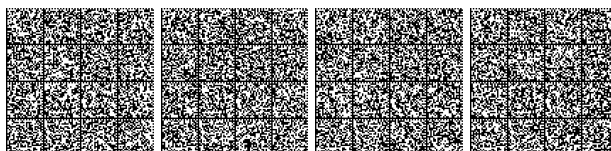
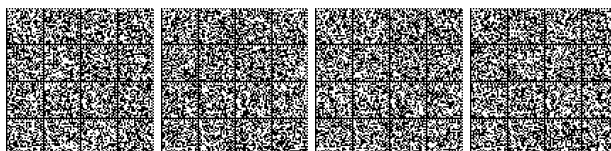
1.1(3)
2 (4)
3.1(1)P
3.1(5) NOTE 1
3.1(5) NOTE 2
3.1(7)
3.1(8) NOTE 1
3.3(2)
3.3(6)
4.9(6) NOTE 2
4.10(1)P
4.11.1(1) Tabella 4.1
4.11.2(2)
4.12(1)P NOTE 2
4.12(2)
4.12 (3)
4.13(2)
Annesso A1 A1.1(1)
Annesso A1 A1.3(2)
Annesso A2 A2.3(1)
Annesso A2 A2.4(2)
Annesso A2 A2.4(3)

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, debbono essere applicati in Italia per l'impiego della UNI-EN 1991-1-6.

2.2 Documenti normativi di riferimento

la presente appendice deve essere considerata quando si utilizzino i documenti normativi che fanno riferimento alla UNI-EN 1991-1-6 Azioni sulle strutture - Parte 1-6: Azioni in generale, Azioni durante la costruzione.

3) Decisioni nazionali

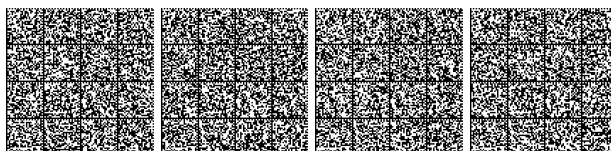
Paragrafo	Riferimento	Parametro Nazionale, valore o prescrizione
1.1	(3)	Nessuna indicazione aggiuntiva
2.2	(4) Nota 1	Nessuna indicazione aggiuntiva
3.1	(1)	Nessuna indicazione aggiuntiva
3.1	(5) Nota 1	Si adottano i valori raccomandati, con la seguente modifica: non è consentito l'impiego di periodi di ritorno inferiori a 5 anni.
3.1	(5) Nota 2	Non è prescritto alcun valore minimo della velocità del vento
3.1	(7)	In condizioni normali i carichi di costruzione dovuti al personale non dovranno essere combinati con i carichi della neve e del vento. Per i carichi di costruzione quali, deposito di materiali ecc., gli effetti delle azioni della neve e del vento dovranno essere valutati con particolare riguardo alle interazioni di queste ultime con la struttura in costruzione per la parte effettivamente realizzata.
3.1	(8) Nota 1	Nessuna indicazione aggiuntiva
3.3	(2)	Nessuna indicazione aggiuntiva
3.3	(6)	Nessuna indicazione aggiuntiva
4.9	(6) Nota 2	Nessuna indicazione aggiuntiva
4.10	(1)	Nessuna indicazione aggiuntiva
4.11.1	(1) Tabella 4.1	Si utilizzano i valori raccomandati.
4.11.2	(1) Nota 2	Si adottano i valori raccomandati nella tabella 4.2. E' consentito l'uso di schemi di carico differenti, adeguatamente giustificati.
4.12	(1)P Nota 2	Laddove eventuali effetti dinamici siano rilevanti, si effettueranno specifiche verifiche aggiuntive con fattore di amplificazione dinamica dei carichi statici pari a 2,0. Si veda anche EN 1991-1-7.

Paragrafo	**Riferimento**	**Parametro Nazionale, valore o prescrizione**
4.12	(2)	Nessuna indicazione aggiuntiva
4.12	(3)	Si adottano i valori esemplificativi indicati
4.13	(2)	Si veda l'Annesso Nazionale alla EN 1998-1.
Annesso A		L'Annesso A mantiene il carattere informativo
Annesso A1 A1.1	(1)	Si adottano i valori raccomandati (ψ_0=1,0 ψ_2=0,2)
Annesso A1 A1.3	(2)	Si adotta il valore raccomandato
Annesso A2 A2.3	(1)	Si adottano i valori raccomandati quali valori minimi
Annesso A2 A2.4	(2)	Si adotta il valore raccomandato
Annesso A2 A2.4	(3)	L'impiego di questo paragrafo è consentito, adottando per *x* il valore raccomandato
Annesso A2 A2.5	(2)	Si adotta il valore raccomandato, si vedano le indicazioni aggiuntive
Annesso A2 A2.5	(3)	Si dovranno utilizzare i valori ottenuti da prove specifiche
Annesso B		L'Annesso B mantiene il carattere informativo

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1991-1-7:2006

Eurocodice 1: Azioni sulle strutture
Parti 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1991-1-7:2006

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per le azioni eccezionali

Appendice Nazionale

UNI-EN 1991-1-7 – Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture – Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali
EN 1991-1-7 – Eurocode 1 - "Actions on structures – Part 1-7: General actions – Accidental actions"

1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN 1991-1-7, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL.PP. in data 24/09/2010

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN 1991-1-7 relativamente ai seguenti paragrafi:

2 (2)
3.1(2) Note 4
3.2(1) Note 3
3.3(2)P Notes 1, 2 and 3
3.4(1) Note 4
3.4(2)
4.1(1) Note 1
4.1(1) Note 3
4.3.1(1) Notes 1, 2 and 3
4.3.1(2)
4.3.1(3)
4.3.2 (1) Notes 1, 3 and 4
4.3.2 (2)
4.3.2 (3)
4.4 (1)
4.5(1)
4.5.1.2(1) Notes 1 and 2
4.5.1.4(1)
4.5.1.4(2)
4.5.1.4(3)
4.5.1.4(4)
4.5.1.4(5)
4.5.1.5(1)
4.5.2(1)
4.5.2(4)
4.6.1(3) Note 1
4.6.2(1)
4.6.2(2)
4.6.2(3) Note 1
4.6.2(4)
4.6.3(1)
4.6.3(3)
4.6.3(4) P
4.6.3(5) Note 1
5.3 (1)P
A.4 (1)

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN 1991-1-7.

2.2) Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla EN-UNI 1991-1-7 – Azioni sulle strutture – Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali.

3). <u>Decisioni nazionali</u>

<table>
<tr><th>Paragrafo</th><th>Riferimento</th><th>Parametro nazionale
– valore o prescrizione</th></tr>
<tr><td>2 (2)</td><td>Nota</td><td>Nessuna informazione aggiuntiva</td></tr>
<tr><td>3.1(2)</td><td>Nota 4</td><td>Nessuna informazione aggiuntiva</td></tr>
<tr><td>3.2(1)</td><td>Nota 3</td><td>Nessuna informazione aggiuntiva</td></tr>
<tr><td>3.3(2)</td><td>Nota 1</td><td>E' accettato il modello di carico distribuito ed il valore raccomandato</td></tr>
<tr><td>3.3(2)</td><td>Nota 2</td><td>Il limite di accettabilità del collasso locale, causato dalla rimozione di un pilastro, colonna o di un setto, è pari al minore tra 100 m^2 e il 15% della superficie di ciascuno di due solai contigui, sostenuti dall'elemento verticale rimosso</td></tr>
<tr><td>3.3(2)</td><td>Nota 3</td><td>Si segue la strategia contenuta al punto A.4 dell'Annesso A, in funzione della classe di conseguenze, con la seguente modifica: per strutture in classe di conseguenza 3, oltre a quanto previsto per le strutture in classe di conseguenza 2, si dovranno eseguire analisi più approfondite, che potranno comprendere anche l'analisi di rischio.</td></tr>
<tr><td>3.4(1)</td><td>Nota 4</td><td>Si adotta la seguente classificazione, che non si intende esaustiva, e che dovrà essere integrata da valutazioni caso per caso.
<table>
<tr><th>Classe di conseguenza</th><th>Esempi di classificazione delle strutture</th></tr>
<tr><td>CC1</td><td>Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.</td></tr>
<tr><td>CC2 – rischio inferiore</td><td>Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classi di conseguenza superiori.</td></tr>
<tr><td>CC2 – rischio superiore</td><td>Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe di conseguenza 3. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza.</td></tr>
<tr><td>CC3</td><td>Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione.</td></tr>
</table>
</td></tr>
<tr><td>3.4(2)</td><td>Nota</td><td>Nessuna informazione aggiuntiva</td></tr>
<tr><td>4.1 (1)</td><td>Nota 1</td><td>Nessuna informazione aggiuntiva</td></tr>
<tr><td>4.1 (1)</td><td>Nota 3</td><td>Nessuna informazione aggiuntiva</td></tr>
<tr><td>4.3.1 (1)</td><td>Nota 1</td><td>In assenza di determinazioni più accurate e trascurando la capacità dissipativa della struttura, le forze statiche equivalenti sono quelle mostrate in tabella:</td></tr>
</table>

TIPO DI STRADA	TIPO DI VEICOLO	FORZA $F_{d,x}$ (kN)
Autostrade, strade extraurbane	-	1000
Strade locali	-	750
Strade urbane	-	500
Aree di parcheggio e autorimesse	Automobili	50
	Veicoli destinati al trasporto di merci, aventi massa massima superiore a 3,5 t	150

Fd,y può essere assunto pari al 50 % di Fd,x

4.3.1 (1)	Nota 2	Nessuna informazione aggiuntiva, si veda anche l'annesso C.
4.3.1 (1)	Nota 3	Nessuna informazione aggiuntiva
4.3.1 (2)	Nota	Nelle verifiche potranno essere considerate, non simultaneamente, due azioni nelle direzioni parallela ($F_{d,x}$) e ortogonale ($F_{d,y}$) alla direzione di marcia normale.
4.3.1 (3)	Nota	Per urti di automobili si accettano le condizioni raccomandate. Per urti di altri autoveicoli diversi dalle automobili, si accettano le condizioni raccomandate fatta eccezione per l'altezza di applicazione della forza risultante di collisione dalla superficie di marcia, che si assume pari a 1,25 m.
4.3.2 (1)	Nota 1	Si adottano le azioni statiche equivalenti riportate in Tabella 4.2.
4.3.2 (1)	Nota 3	Si accettano i valori raccomandati.
4.3.2 (1)	Nota 4	Si accetta il valore raccomandato.
4.3.2 (2)	Nota	Si accetta la procedura raccomandata.
4.3.2 (3)	Nota	Si accetta la procedura raccomandata.
4.4 (1)	Nota	Nelle costruzioni dove sono presenti con regolarità carrelli elevatori si può considerare equivalente agli urti accidentali un'azione orizzontale statica, applicata all'altezza di 0,75 m dal piano di calpestio, pari a $F = 5\,W$ essendo W il peso complessivo del carrello elevatore e del massimo carico trasportabile.
4.5 (1)	Nota	Nessuna informazione aggiuntiva
4.5.1.2 (1)	Nota 1	Nessuna informazione aggiuntiva
4.5.1.2 (1)	Nota 2	Nessuna informazione aggiuntiva
4.5.1.4 (1)	Nota	In mancanza di specifiche analisi di rischio possono assumersi le seguenti azioni statiche equivalenti, variabili in funzione della distanza "d" degli elementi esposti dall'asse del binario:

Distanza "d" degli elementi esposti dall'asse del binario (m)	Forza F_{dx} (kN)	Forza F_{dy} (kN)
$d \leq 5.0$ m	4000	1500
$5<d\leq15$ m	2000	750
$d>15$ m	0	0

Queste forze non dovranno essere considerate agenti simultaneamente.

4.5.1.4 (2)	Nota	Non è prevista alcuna riduzione delle azioni d'urto.
4.5.1.4 (3)	Nota	Si utilizza il valore raccomandato.
4.5.1.4.(4)	Nota	Non è prevista alcuna riduzione delle azioni d'urto.
4.5.1.4 (5)	Nota	Nessuna informazione aggiuntiva
4.5.1.5 (1)	Nota	Nessuna informazione aggiuntiva
4.5.2 (1)	Nota	Nessuna informazione aggiuntiva
4.5.2 (4)	Nota	Si utilizzano i valori raccomandati
4.6.1 (3)	Nota 1	Si accetta la classificazione della Tabella C.4 dell'Annesso C.
4.6.2 (1)	Nota	Nessuna informazione aggiuntiva
4.6.2 (2)	Nota	Si utilizza il valore raccomandato
4.6.2 (3)	Nota 1	Si utilizzano i valori indicati
4.6.2 (4)	Nota	Si utilizza il valore indicato
4.6.3 (1)	Nota	Si accettano i valori della Tabella C.4 dell'Annesso C. Valori relativi ad imbarcazioni di massa diversa possono essere ricavati mediante interpolazione lineare.
4.6.3 (3)	Nota	Si utilizza il valore raccomandato
4.6.3 (4) P	Nota	Si utilizzano i valori raccomandati
4.6.3 (5)	Nota 1	Si utilizza il valore del 10%.
5.3 (1)P	Nota	Si utilizza la procedura per le esplosioni di gas naturale contenuta nell'Annesso D.
A.4(1)	Nota 1	Nessuna informazione aggiuntiva
Annesso A		L'uso dell'annesso informativo A è consentito.
Annesso B		L'uso dell'annesso informativo B è consentito.
Annesso C		L'uso dell'annesso informativo C è consentito.
Annesso D		L'uso dell'annesso informativo D è consentito.

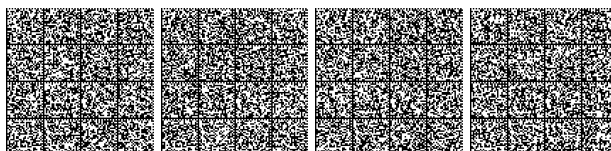
Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1991-2:2005

Eurocodice 1: Azioni sulle strutture
Parte 2- Carichi da traffico sui ponti

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA
alla UNI EN 1991-2:2005

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per i carichi da traffico sui ponti

Appendice nazionale

UNI-EN-1991 – 2 – Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 2 – Carichi da traffico sui ponti

EN-1991 – 2 - Eurocode 1 – Action on structures – Part 2 – Traffic loads on bridges

1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1991 - 2, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 24/09/2010

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN1991 - 2 relativamente ai paragrafi

Sezione 1 - Generalità

1.1(3) Regole complementari per muri di sostegno, strutture interrate e tunnels.

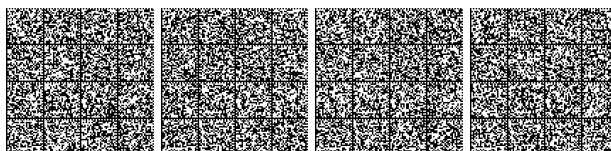
Sezione 2 – Classificazione delle azioni

2.2.(2) Nota 2 Uso dei valori infrequenti del carico per ponti stradali
2.3(1) Definizione di protezioni adeguate contro la collisione
2.3(4) Regole concernenti forze di collisione di varia origine

Sezione 3 – Situazioni di progetto

3(5) Regole per ponti soggetti a traffico stradale e ferroviario

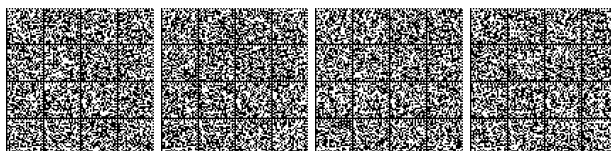
Sezione 4 – Azioni da traffico stradale e altre azioni specifiche per i ponti stradali

4.1(1) Nota 2 Azioni da traffico stradale per stese di carico di lunghezza maggiore di 200 m
4.1(2) Nota 1 Modelli di carico specifici per ponti con limitazione del peso dei veicoli
4.2.1(1) Nota 2 Definizione di modelli di carico complementari
4.2.1(2) Definizione di modelli di veicoli speciali
4.2.3(1) Altezza convenzionale dei marciapiedi
4.3.1(2) Nota 2 Uso del modello LM2
4.3.2(3) Note 1 e 2 Valori dei fattori α
4.3.2(6) Uso di modelli semplificativi alternativi
4.3.3(2) Valori dei fattori β
4.3.3(4) Nota 2 Scelta della superficie di contatto per il modello LM2
4.3.4(1) Definizione del modello di carico 3 (veicoli speciali)
4.4.1(2) Nota 2 Limite superiore per le azioni di frenamento nei ponti stradali
4.4.1(3) Nota Forze orizzontali associate con il modello di carico 3
4.4.1(6) Forze di frenamento trasmesse dai giunti d'espansione
4.4.2(4) Forze laterali sugli impalcati stradali
4.5.1 – Tavola 4.4a Note a e b – Considerazione di forze orizzontali in gr1a

4.5.2(1) Nota 3 Uso di valori infrequenti delle azioni variabili
4.6.1(2) Punto c) – Condizioni per l'impiego dei modelli di carico di fatica 1 e 2
4.6.1(2) Punto e) – Condizioni per l'impiego del modello di carico di fatica 4
4.6.1(2) Nota 2 – Uso dei modelli di carico di fatica
4.6.1(2) Nota 4 –Modifica dei valori per i modelli di carico di fatica 1 e 2
4.6.1(3) Nota 1 – Definizione delle categorie di traffico
4.6.1(6) Definizione di coefficienti di amplificazione dinamica addizionali (fatica)
4.6.4(3) Adattamenti del modello di carico a fatica n. 3
4.6.5(1) Nota 2 Caratteristiche del traffico stradale per l'utilizzo del modello di fatica n. 4
4.6.6(1) Utilizzo del modello di carico a fatica n. 5
4.7.2.1(1) Definizione della forza e dell'altezza d'impatto.
4.7.2.2(1) Nota 1 – Definizione delle forze di collisione sull'impalcato
4.7.3.3(1) Nota 1 – Definizione delle forze di collisione sul sistema di contenimento dei veicoli
4.7.3.3(1) Nota 3 – Definizione della forza verticale agente simultaneamente con la forza orizzontale di collisione.
4.7.3.3(2) Carico di progetto per la struttura di sostegno di un guardavia
4.7.3.4(1) Definizione della forza di collisione per un elemento strutturale verticale non protetto
4.8(1) Nota 2 Definizione delle azioni sui parapetti
4.8(3) Definizione delle azioni di progetto dovute ai parapetti sulle strutture di sostegno
4.9.1(1) Nota 1 Definizione dei modelli di carico per i terrapieni

Sezione 5 – Azioni sui marciapiedi, sulle piste ciclabili ei ponti pedonali

5.2.3(2) Definizione dei modelli di carico per le passerelle d'ispezione
5.3.2.1(1) Definizione del valore caratteristico per il carico distribuito
5.3.2.2(1) Definizione dei valori caratteristici per il carico concentrato sui ponti pedonali
5.3.2.3(1)P Nota 1 Definizione dei veicoli di servizio per i ponti pedonali
5.4(2) Valore caratteristico della forza orizzontale sui ponti pedonali
5.6.1(1) Definizione di forze di collisione specifiche
5.6.2.1(1) Forze di collisione sulle pile
5.6.2.2(1) Forze di collisione sugli impalcati
5.6.3(2) Nota 2 Definizione di un modello di carico per la presenza accidentale di un veicolo su un ponte pedonale
5.7(3) Definizione di modelli dinamici per carichi pedonali

Sezione 6– Azioni da traffico ferroviario e altre azioni specifiche per i ponti ferroviari

6.1(2) Traffico non contemplato nell'EN1991-2, modelli di carico alternativi per i ponti ferroviari.
6.1(3)P Altri tipi di ferrovie
6.1(7) Ponti ferroviari temporanei
6.3.2(3)P Valore del coefficiente α
6.3.3(4)P Scelta delle linee a traffico pesante

6.4.4 Parametri per la scelta tra analisi statica e dinamica
6.4.5.2(3)P Scelta del coefficiente di amplificazione dinamica
6.4.5.3(1) Lunghezza caratteristica
6.4.5.3 Tabella 6.2 Lunghezze caratteristiche si strutture a sbalzo
6.4.6.1.1(6) Richieste addizionali per l'uso dei modelli HSLM-A e HSLM-B
6.4.6.1.1(7) Carichi e metodologia per l'analisi dinamica
6.4.6.1.2(3) Tabella 6.5. Casi di carico addizionali in funzione del numero di binari
6.4.6.3.1(3) Valori del coefficiente di smorzamento
6.4.6.3.2(3) Valori alternativi della densità dei materiali
6.4.6.3.3(3) Nota 1 Modulo di Young migliorati
6.4.6.3.3(3) Nota 2 Altre proprietà dei materiali
6.4.6.4(4) Riduzione della risposta di picco in risonanza e valori di smorzamento addizionali
6.4.6.4(4) Incremento del coefficiente di smorzamento
6.4.6.4(5) Valori ammissibili dei difetti dei binari e imperfezioni dei veicoli
6.5.1(2) Altezza incrementata del baricentro per l'applicazione delle forze centrifughe
6.5.3(5) Azioni dovute alla frenatura per stese di carico di lunghezza maggiore di 300m
6.5.3(9)P Prescrizioni alternative per l'applicazione delle forze di frenatura ed avviamento
6.5.4.1(5) Interazione binario struttura, prescrizioni per binari senza ballast
6.5.4.3.(2) Note 1 e 2 Prescrizioni alternative per le variazioni di temperatura
6.5.4.4(2) Resistenza longitudinale a taglio tra binario e impalcato
6.5.4.5 Criteri di progetto alternativi
6.5.4.5.1(2) Valore minimo del raggio di curvatura
6.5.4.5.1(2) Limiti delle tensioni nei binari
6.5.4.6 Metodi di calcolo alternativi
6.5.4.6.1(1) Criteri alternativi per l'applicazione di metodi di calcolo semplificati
6.5.4.6.1(4) Resistenza plastica a taglio longitudinale tra binario e impalcato
6.6.1(3) Valori alternativi delle azioni aerodinamiche
6.7.1(2)P Prescrizioni addizionali per i deragliamenti
6.7.1(8)P Deragliamenti, misure addizionali per elementi strutturali situati sopra il piano del ferro e prescrizioni per contenere un treno deragliato sulla struttura
6.7.3(1)P Altre azioni
6.8.1(11)P Tavola 6.10 Numero di binari caricati da considerare per il calcolo del sistema di drenaggio e dei franchi strutturali
6.8.2(2) Tavola 6.11 Definizione dei gruppi di carico
6.8.3.1(1) Valori frequenti delle azioni multi-componente
6.8.3.2(1) Valori quasi permanenti delle azioni multi-componente
6.9(6) Modelli di carico per fatica, vita della struttura
6.9(7) Modelli di carico per fatica, traffico speciale
Appendice C(3)P Nota 1 Coefficiente dinamico
Appendice C(3)P Nota 2 Metodo di analisi dinamica
Appendice D2(2) Coefficiente di sicurezza parziale per il carico di fatica

e alle indicazioni di carattere nazionale relative all'impiego delle appendici normative B e C e delle appendici informative A, D, E, F, G e H per i ponti.

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1991-2.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1991 – 2 – Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 2 – Carichi da traffico sui ponti unitamente all'Appendice A2 – Applicazioni ai ponti della UNI-EN-1991– Criteri generali di progettazione strutturale

3) Decisioni nazionali

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
1.1(3)	Nota	Non si forniscono condizioni complementari.
2.2.(2)	Nota 2	Non si impone l'uso dei valori infrequenti.
2.3(1)	Nota	Non si propone alcuna definizione specifica.
2.3(4)	Nota	I valori delle forze da collisione sono da definirsi per il singolo progetto. I valori raccomandati per le forze di collisione delle imbarcazioni sono dati nella EN1991-1-7.
3(5)	Nota	Regole appropriate sono da definirsi per il singolo progetto.
4.1(1)	Nota 2	In assenza di studi specifici, le azioni di carico definite in questa sezione valgono anche per stese di carico di lunghezza maggiore di 200 m. In assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, generalmente cautelativo, per opere di luce maggiore di 300 m, ai fini della statica complessiva del ponte, si può far riferimento ai seguenti carichi $q_{L,a}$, $q_{L,b}$ e $q_{L,c}$: $q_{L,a}=128.95\left(\frac{1}{L}\right)^{0.25}$ kN/m; $q_{L,b}=88.71\left(\frac{1}{L}\right)^{0.38}$ kN/m; $q_{L,c}=77.12\left(\frac{1}{L}\right)^{0.38}$ kN/m, essendo L la lunghezza della zona caricata, in m. Si disporrà sulla corsia n. 1 un carico $q_{L,a}$, sulla corsia n. 2 un carico $q_{L,b}$, sulla corsia n. 3 un carico $q_{L,c}$ e sulle altre corsie e sull'area rimanente un carico distribuito di intensità 2,5 kN/m^2. I carichi $q_{L,a}$, $q_{L,b}$ e $q_{L,c}$ si dispongono in asse alle rispettive corsie.
4.1(2)	Nota 1	Modello specifici sono da definirsi per il singolo progetto.
4.2.1(1)	Nota 2	Non si definiscono modelli complementari.
4.2.1(2)	Nota	Non si definiscono modelli specifici. Quando significativo, si adottano la tabella di veicoli speciali e le regole di applicazione riportate nell'Appendice informativa A.
4.2.3(1)	Nota	Si adotta come altezza minima dei marciapiedi "non sormontabile" 200 mm (al posto del valore raccomandato 100 mm)
4.3.1(2)	Nota 2	Non si forniscono regole supplementari per l'utilizzo del LM2
4.3.2(3)	Nota 1	Si adottano i seguenti valori dei coefficienti di adattamento: $\alpha_{Q1}=\alpha_{qi}=\alpha_{qr}=1$ per ponti di I categoria. $\alpha_{Q1}=\alpha_{qi}=\alpha_{qr}=0,8$ per ponti di II categoria.
4.3.2(3)	Nota 2	Si considerano due sole classi di traffico, corrispondenti alla categoria del ponte, cosicché il traffico di classe 1 interessa i ponti di I categoria e il traffico di classe 2 interessa i ponti di II categoria.
4.3.2(6)	Nota	Non si definiscono condizioni specifiche.
4.3.3(2)	Nota	Si adotta il criterio raccomandato, pertanto β_Q=1 per ponti di I categoria e β_Q=0.8 per ponti di II categoria.
4.3.3(4)	Nota 2	Si adotta la superficie di contatto rettangolare.

4.3.4(1)	Nota	Quando significativo, si adottano la tabella di veicoli speciali e le regole di applicazione riportate nell'Appendice informativa A.
4.4.1(2)	Nota 2	Si adotta il valore raccomandato 900 kN.
4.4.1(3)	Nota	Si adotta un carico orizzontale concomitante pari al 60% del peso del veicolo speciale, comunque non superiore a 900 kN.
4.4.1(6)	Nota	Si adotta il valore raccomandato $Q_{lk}=0.6\alpha_{Q1}Q_{1k}$.
4.4.2(4)	Nota	Come valore minimo dell'azione trasversale si adotta il valore raccomandato, pari al 25% dell'azione longitudinale di frenamento o accelerazione.
4.5.1	Tavola 4.4a Nota a	Per i valori di combinazione si adotta il valore 0.
4.5.1	Tavola 4.4a Nota b	Valore di combinazione Si adotta il valore 2.5 kN/m^2.
4.5.2(1)	Nota 3	Non sono richieste verifiche con la combinazione infrequente.
4.6.1(2)	Punto c)	Non si forniscono condizioni specifiche.
4.6.1(2)	Punto e)	Non si definiscono dati o condizioni specifiche addizionali. La possibilità di interazione tra veicoli deve essere valutata caso per caso.
4.6.1(2)	Nota 2	* Il punto d si applica ai soli modelli 3 e 4 (vedi rif. 4.6.6(1) nota). * *Non si tratta di parametro nazionale, ma di correzione di errore materiale, consistente in errato riferimento al modello 5.*
4.6.1(2)	Nota 4	Non sono ammesse riduzioni dei valori dei modelli di carico a fatica 1 e 2
4.6.1(3)	Nota 1	In assenza di studi specifici, sulle corsie lente si adottano i flussi annui di veicoli pesanti indicati in tabella 4.5. Per le corsie veloci si possono adottare flussi pari al 10% del flusso considerato sulla corsia lenta.
4.6.1(6)	Nota	Si adotta l'espressione raccomandata (4.7).
4.6.4(3)	Nota	Si adottano le modalità raccomandate di applicazione del secondo veicolo.
4.6.5(1)	Nota 2	Non vengono definiti altri veicoli standard o altre composizioni di traffico.
4.6.6(1)	Nota	Il modello 5 può essere utilizzato sia per verifiche di danneggiamento, sia per verifiche con vita a fatica illimitata. Si adotta l'appendice informativa B.
4.7.2.1(1)	Nota	Per gli urti dovuti a veicoli erratici si può operare come indicato nel seguito. Per le pile o altri elementi strutturali di sostegno del ponte gli urti dei veicoli possono essere rappresentati mediante forze equivalenti orizzontali. In assenza di determinazioni più accurate e trascurando la capacità dissipativa della struttura, se l'impatto è considerato avvenire nella direzione di marcia del veicolo, si possono adottare le forze statiche equivalenti F_{dx} riportate in tabella.

Tipo di strada	**Forza F_{dx} [kN]**
Autostrade, strade extraurbane principali e secondarie	1000
Strade locali	750
Strade urbane	500

		Se l'impatto è considerato avvenire in direzione perpendicolare alla direzione di marcia si adotta $F_{d,y}=0.5 \cdot F_{d,x}$. Dette forze sono considerate applicate su un'area di altezza 0.5 m e larghezza pari al valore minimo tra la larghezza dell'elemento e 1.50 m, il cui baricentro è posto ad un'altezza di 1.25 m al di sopra del piano stradale Si veda anche EN 1991-1-7.
4.7.2.2(1)	Nota 1	Gli urti su elementi orizzontali posti al di sopra della strada dovuti a veicoli di altezza abnorme possono essere simulati, in assenza di studi specifici e trascurando la capacità dissipativa della struttura, mediante una forza risultante di collisione F, applicata sulla superficie verticale (prospetto dell'elemento strutturale) e distribuita su un'area quadrata di 0.25 m di lato. La forza F, da utilizzare per le verifiche dell'equilibrio statico o della resistenza o della capacità di deformazione degli elementi strutturali, è data da $F=r \cdot F_{d,x}$, essendo $F_{d,x}$ data nella nota al §4.7.2.1(1). Il fattore r è uguale a 1.0 per altezze del sottovia fino a 5 m, è uguale a 0 per altezze superiori a 6.0 m e varia linearmente tra 5.0 e 6.0 m. Sull'intradosso dell'elemento strutturale si considerano gli stessi carichi da urto F di cui sopra, con un'inclinazione verso l'alto di 10°. Si veda anche EN 1991-1-7.
4.7.3.3(1)	Nota 1	I sicurvia e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta per l'impiego specifico (vedi D.M. 21-06-04 n. 2367). In mancanza di specifiche indicazioni si deve comunque considerare una forza orizzontale di valore non inferiore a 100 kN, raccomandato per la classe A in Tabella 4.9(a).
4.7.3.3(1)	Nota 3	Nel progetto dell'impalcato deve essere considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alla forza orizzontale d'urto su sicurvia si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dal LM2, posizionato in adiacenza al sicurvia stesso e disposto nella posizione più gravosa..
4.7.3.3(2)	Nota	Il carico di progetto della struttura alla quale il parapetto è vincolato deve essere non inferiore a 1.5 volte la resistenza caratteristica del parapetto.
4.7.3.4(1)	Nota	Si adotta la formulazione proposta, per cui le forze da considerare sono quelle indicate al §4.7.2.1(1).
4.8(1)	Nota 2	Per le azioni sui parapetti pedonali, per i ponti pedonali o ciclabili e per le passerelle di servizio si adotta un valore di 1.5 kN/m; come carico variabile, applicato orizzontalmente o verticalmente in testa al parapetto.
4.8(3)	Nota	Per il carico di progetto della struttura che supporta il parapetto si adotta il valore 1.5 volte la resistenza caratteristica del parapetto.
4.9.1(1)	Nota 1	Si adotta il modello raccomandato.
5.2.3(2)	Nota	Si adottano i modelli raccomandati.
5.3.2.1(1)	Nota	Si adotta il valore raccomandato q_{fk}=5.0 kN/m^2.
5.3.2.2(1)	Nota	Si adotta il valore raccomandato.
5.3.2.3(1)P	Nota 1	Si adotta, come raccomandato, il veicolo definito in 5.6.3.
5.4(2)	Nota	Si adotta il valore raccomandato.
5.6.1(1)	Nota	Altre forze d'urto sono da definirsi per il singolo progetto.
5.6.2.1(1)	Nota 1	Per gli urti dovuti a veicoli erratici si può operare come indicato nel seguito. Per le pile o altri elementi strutturali di sostegno del ponte gli urti dei veicoli possono essere rappresentati mediante forze equivalenti orizzontali.

<table>
<tr><td></td><td></td><td>In assenza di determinazioni più accurate e trascurando la capacità dissipativa della struttura, se l'impatto è considerato avvenire nella direzione di marcia del veicolo, si possono adottare le forze statiche equivalenti $F_{d,x}$ riportate in tabella.

<table><tr><th>Tipo di strada</th><th>Forza $F_{d,x}$ [kN]</th></tr><tr><td>Autostrade, strade extraurbane principali e secondarie</td><td>1000</td></tr><tr><td>Strade locali</td><td>750</td></tr><tr><td>Strade urbane</td><td>500</td></tr></table>
Se l'impatto è considerato avvenire in direzione perpendicolare alla direzione di marcia si adotta $F_{d,y}=0.5 \cdot F_{d,x}$.
Dette forze sono considerate applicate su un'area di altezza 0.5 m e larghezza pari al valore minimo tra la larghezza dell'elemento e 1.50 m, il cui baricentro è posto ad un'altezza di 1.25 m al di sopra del piano stradale

Si veda anche EN 1991-1-7.</td></tr>
<tr><td>5.6.2.2(1)</td><td>Nota 1</td><td>Gli urti su elementi orizzontali posti al di sopra della strada dovuti a veicoli di altezza abnorme possono essere simulati, in assenza di studi specifici e trascurando la capacità dissipativa della struttura, mediante una forza risultante di collisione F, applicata sulla superficie verticale (prospetto dell'elemento strutturale) e distribuita su un'area quadrata di 0.25 m lato. La forza F, da utilizzare per le verifiche dell'equilibrio statico o della resistenza o della capacità di deformazione degli elementi strutturali, è data da $F=r \cdot F_{d,x}$, essendo $F_{d,x}$ data nella nota al §4.7.2.1(1). Il fattore r è uguale a 1.0 per altezze del sottovia fino a 5 m, è uguale a 0 per altezze superiori a 6.0 m e varia linearmente tra 5.0 e 6.0 m. Sull'intradosso dell'elemento strutturale si considerano gli stessi carichi da urto F di cui sopra, con un'inclinazione verso l'alto di 10°.

Si veda anche EN 1991-1-7.</td></tr>
<tr><td>5.6.3(2)</td><td>Nota 2</td><td>Si adotta il modello raccomandato.</td></tr>
<tr><td>5.7(3)</td><td>Nota</td><td>Si adotta la procedura dell'Appendice 2 EN 1990.</td></tr>
<tr><td></td><td>Indicazioni aggiuntive per ponti ferroviari</td><td>Le decisioni che nell'EN1991-2 sono demandate all'Autorità competente in relazione ai ponti ferroviari saranno predisposte dal Committente dell'opera, previo parere, per gli aspetti di sicurezza, del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.</td></tr>
<tr><td>6.1(2)</td><td>Nota</td><td>Non si forniscono modelli di carico alternativi.</td></tr>
<tr><td>6.1(3)P</td><td>Nota</td><td>Da definirsi per il singolo progetto.</td></tr>
<tr><td>6.1(7)</td><td>Nota</td><td>Da definirsi per il singolo progetto.</td></tr>
<tr><td>6.3.2(3)P</td><td>Nota</td><td>I valori del coefficiente di adattamento α sono variabili in ragione della tipologia dell'infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane ecc). Il coefficiente di adattamento moltiplica i carichi dei modelli LM71, SW/0 e SW/2.</td></tr>
<tr><td>6.3.3(4)P</td><td>Nota</td><td>Da definirsi per il singolo progetto.</td></tr>
<tr><td>6.4.4</td><td>Nota</td><td>Nella progettazione dei ponti ferroviari dovrà effettuarsi una analisi dinamica, adottando convogli reali e parametri di controllo specifici dell'infrastruttura e del tipo di traffico ivi previsto
- quando la frequenza propria della struttura non ricade all'interno del fuso indicato in Fig. 6.10, indipendentemente dalla velocità di percorrenza, per ponti di tipologia usuale;
- in ogni caso, per ponti di tipologia non convenzionale (ponti strallati, ponti sospesi, ponti di grande luce, ponti metallici difformi dalle tipologie in uso in ambito ferroviario, ecc.).</td></tr>
<tr><td>6.4.5.2(3)P</td><td>Nota</td><td>Da definirsi per il singolo progetto.</td></tr>
</table>

6.4.5.3(1)	Nota	Si adottano i valori raccomandati in tabella 6.2, con le seguenti modifiche: in 2.3 L_Φ=luce della trave trasversale in 3.2 Φ_3=2 ove non meglio specificato in 3.4 L_Φ:luce della trave trasversale in 4.5 se e<0,5m: Φ_2=1,67 e l'aggiunta dei punti 5.3.a (solette e altri elementi di scatolari), 6.1 e 6.2 (supporti strutturali): 5.3.a Solette ed altri elementi di scatolari per uno o più binari (sottovia di altezza libera ≤5.0 m e altezza libera ≤8,0 m): Φ_2 = 1,20; Φ_3 = 1,35. Per gli scatolari che non rispettano i limiti precedenti vale il punto 5.3, trascurando la presenza della soletta inferiore e considerando un coefficiente riduttivo del Φ pari a 0,9, da applicare al coefficiente Φ. *6.1 Pile con snellezza λ>30* L_Φ = Somma delle lunghezze delle campate adiacenti la pila *6.2 Appoggi, calcolo delle tensioni di contatto al di sotto degli stessi e tiranti di sospensione* L_Φ = Lunghezza degli elementi sostenuti.
6.4.5.3	Tabella 6.2	La nota "a" diventa: "In generale tutte le mensole di luce superiore a 0,50 m sottoposte a carichi da traffico ferroviario necessitano uno studio dedicato in accordo con 6.4.6 e con un carico da definirsi per il singolo progetto"
6.4.6.1.1(6)	Tabella 6.4	Non si aggiungono ulteriori specifiche per l'uso dei modelli HSLM-A e HSLM-B su strutture complesse o travi continue.
6.4.6.1.1(7)	Nota	Da definirsi per il singolo progetto.
6.4.6.1.2(3)	Tabella 6.5	Il carico a cui si fa riferimento nella nota "a" è da definirsi per il singolo progetto.
6.4.6.3.1(3)	Tabella 6.6	Si adottano per ζ i valori raccomandati in Tabella 6.6.
6.4.6.3.2(3)	Nota	Valori più attendibili della densità possono essere dedotti in base a risultati di prove condotte in accordo con le EN 1990, EN 1992 e ISO 6784.
6.4.6.3.3(3)	Nota 1	Valori più attendibili del modulo elastico E_{cm} possono essere dedotti in base a risultati di prove condotte in accordo con le EN 1990, EN 1992 e ISO 6784.
6.4.6.3.3(3)	Nota 2	Non si applica.
6.4.6.4(4)	Nota 1	Non si applica.
6.4.6.4(4)	Nota 2	Si adottano per Δζ i valori proposti in 6.4.6.4(4) .
6.4.6.4(5)	Nota	Si adottano per φ'' i valori proposti nell'Annesso C.
6.5.1(2)	Nota	Si adotta per h_t il valore proposto in 6.5.1(2).
6.5.3(5)	Nota	Da definirsi per il singolo progetto.
6.5.3(9)P	Nota	Nel caso di ponti a doppio binario si devono considerare due treni in transito in versi opposti, uno in fase di avviamento, l'altro in fase di frenatura. Nel caso di ponti a più di due binari, si deve considerare: - un primo binario con la massima forza di frenatura; - un secondo binario con la massima forza di avviamento nello stesso verso della forza di frenatura; - un terzo ed un quarto binario con il 50% della forza di frenatura, concorde con le

		precedenti; - altri eventuali binari privi di forze orizzontali.
6.5.4.1(5)	Nota	Da definirsi per il singolo progetto.
6.5.4.3.(2)	Note 1 e 2	Per opere direttamente esposte alle azioni atmosferiche, in mancanza di studi approfonditi, si adottano per ΔT_N i valori seguenti: ▪ Impalcato in calcestruzzo, c.a. e c.a.p. ΔT = ± 15°C ▪ Impalcato in struttura mista acciaio – calcestruzzo ΔT = ± 15°C ▪ Impalcato con strutture in acciaio ed armamento su ballast ΔT = ± 20°C ▪ Impalcato con strutture in acciaio ed armamento diretto ΔT = ± 25°C ▪ Strutture in calcestruzzo ΔT = ± 15°C.
6.5.4.4(2)	Figura 6.20 Nota 1	La figura 6.20 è sostituita con le figure seguenti 6.20.a, 6.20.b e 6.20.c in cui sono riportati i legami tra la resistenza longitudinale allo scorrimento e lo scorrimento longitudinale per metro per il singolo binario, in caso di posa su ballast, posa diretta con attacco tradizionale indiretto di tipo K e posa diretta con attacco elastico, rispettivamente. *Fig. 6.20.a – Legame tra resistenza allo scorrimento e scorrimento longitudinale per metro per il singolo binario (posa su ballast)* *Fig. 6.20.b – Legame tra resistenza allo scorrimento e scorrimento longitudinale per metro per il singolo binario (posa diretta con attacco tradizionale indiretto di tipo K)* *Fig. 6.20.c – Legame tra resistenza allo scorrimento e scorrimento longitudinale per metro per il singolo binario (posa diretta con attacco elastico)*

		Nel caso di posa su ballast, la forza di scorrimento longitudinale q, in assenza di carico verticale da traffico, è assunta pari a 12.5 kN/m su rilevato e a 20 kN/m su ponte, mentre in presenza di un carico verticale da traffico di 80 kN/m, è assunta pari a 60 kN/m. Per carichi diversi i valori della resistenza si otterranno per interpolazione o estrapolazione lineare. In tutti i casi si assume uno spostamento di soglia di 2 mm, per cui risulta univocamente definita la rigidezza iniziale. Nel caso di binario con posa diretta, la resistenza allo scorrimento q dipende dal tipo di attacco e dalla forza di serraggio, oltre che dal carico verticale applicato, come descritto nel seguito. Dette norme non si applicano alle opere d'arte con armamento di tipo innovativo. Per l'attacco indiretto di tipo K tradizionale, la forza di scorrimento longitudinale q è assunta, per interasse fra le traverse di 0.6 m, 50 kN/m in assenza di carico verticale da traffico e 80 kN/m in presenza di un carico verticale da traffico di 80 kN/m. Per l'attacco elastico, la forza di scorrimento longitudinale q è assunta pari a 13 kN/m in assenza di carico verticale da traffico e a 35 kN/m in presenza di un carico verticale da traffico di 80 kN/m. Nel caso di posa diretta e per carichi verticali da traffico diversi, i valori della resistenza si otterranno per interpolazione o estrapolazione lineare. In tutti i casi si assume uno spostamento di soglia di 0.5 mm, per cui risulta univocamente definita la rigidezza iniziale.
6.5.4.5	Nota	Non si specificano prescrizioni alternative.
6.5.4.5.1(2)	Nota 1	Si adotta per tutti i casi $r \geq 1500$ m.
6.5.4.5.1(2)	Nota 2	Per rotaie UIC 60 con resistenza di 900 N/mm² si adottano i valori proposti in 6.5.4.5.1(1).
6.5.4.6	Nota	Non si specificano metodi di calcolo alternativi.
6.5.4.6.1(1)	Nota	Si adottano i criteri raccomandati.
6.5.4.6.1(4)	Nota	Si adottano i valori richiamati al precedente punto 6.5.4.4.(2).
6.6.1(3)	Nota	Si adottano i valori raccomandati nei paragrafi da 6.6.2 a 6.6.6.
6.7.1(2)P	Nota	Non si specificano prescrizioni e/o carichi alternativi.
6.7.1(8)P	Note 1 e 2	Si adottano i modelli e i valori riportati nel seguito: **Deragliamento sopra il ponte** Oltre a considerare i modelli di carico verticale da traffico ferroviario, ai fini della verifica della struttura si dovrà tenere conto della possibilità alternativa che un locomotore o un carro pesante deragli, esaminando separatamente le due seguenti situazioni di progetto: *Caso 1:* Si considerano due carichi verticali lineari q_{A1d}= 60 kN/m (comprensivo dell'effetto dinamico) ciascuno (fig. a). Trasversalmente i carichi distano fra loro di s (scartamento del binario) e possono assumere tutte le posizioni comprese entro i limiti indicati in Fig. a. Per questa condizione sono tollerati danni locali, purché possano essere facilmente riparati, mentre sono da evitare danneggiamenti delle strutture portanti principali.

		Fig. a – Deragliamento sopra il ponte – caso 1 ***Caso 2:*** Si considera un unico carico lineare q_{A2d}=80 kN/m×1,4=112 kN/m esteso per 20 m e disposto con una eccentricità massima, lato esterno, di 1,5 s rispetto all'asse del binario (Fig. b). Per questa condizione convenzionale di carico andrà verificata la stabilità globale dell'opera, come il ribaltamento d'impalcato, il collasso della soletta, ecc. Per impalcati metallici con armamento diretto, il caso 2 dovrà essere considerato solo per le verifiche globali. *Fig. b – Deragliamento sopra il ponte – caso 2* **Deragliamento al di sotto del ponte** Nel posizionamento degli elementi strutturali in adiacenza della ferrovia, ad eccezione delle gallerie artificiali a parete continua, occorre tenere conto che per una zona di larghezza di 3,5 m misurata perpendicolarmente dall'asse del binario più vicino, vige il divieto di edificabilità. A distanze superiori di 4,50 m è consentita la realizzazione di pilastri isolati. Per distanze intermedie dovranno essere previsti elementi strutturali aventi rigidezza via via crescenti con il diminuire della distanza dal binario. Le azioni prodotte dal treno deragliato sugli elementi verticali di sostegno adiacenti la sede ferroviaria dovranno determinarsi sulla base di una specifica analisi di rischio, tenendo conto della presenza di eventuali elementi protettivi o sacrificali (respingenti) ovvero di condizioni di impianto che possano ridurre il rischio di accadimento dell'evento (marciapiedi, controrotaie, ecc.). In mancanza di specifiche analisi di rischio possono assumersi le seguenti azioni statiche equivalenti, variabili in funzione della distanza d degli elementi esposti dall'asse del binario: · per una distanza d ≤ 5 m: - 4000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari; - 1500 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari; · per una distanza 5 m < d ≤ 15 m: - 2000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari; - 750 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;

		- nulle per una distanza d > 15 m. Queste forze dovranno essere applicate a 1,80 m dal piano del ferro e non dovranno essere considerate agenti simultaneamente.
6.7.3(1)P	Nota	Si accettano le azioni proposte nel paragrafo 6.7.3(1)P. Ulteriori azioni possono essere specificate per i singoli progetti. Si dovrà considerare, come azione eccezionale, l'eventualità che si verifichi la rottura della catenaria nel punto più sfavorevole per la struttura del ponte. La forza trasmessa alla struttura in conseguenza di un simile evento si considererà come una forza di natura statica agente in direzione parallela all'asse dei binari, di intensità pari a ± 20 kN e applicata sui sostegni alla quota del filo. In funzione del numero di binari presenti sull'opera si assumerà la rottura simultanea di: 1 catenaria per ponti con un binario; 2 catenarie per ponti con un numero di binari compreso fra 2 e 6; 3 catenarie per ponti con più di sei binari. Nelle verifiche saranno considerate tutte le catenarie che determinano l'effetto più sfavorevole.
6.8.1(11)P	Tabella 6.10 Nota	Da definirsi per il singolo progetto.
6.8.2(2)	Tabella 6.11 Nota	In sostituzione di quelli previsti nella tabella 6.11, si adottano i seguenti gruppi di azioni

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
Gruppo di carico	Carico verticale (1)	Treno scarico (1)	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo. 1 (2)	[illegible]	-	0.5 (0.0)	1.0 (0.0)	1.0 (0.0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo. 2 (2)	-	[illegible]	0.00	1.0 (0.0)	1,0(0.0)	stabilità laterale
Gruppo. 3 (2)	1,0 (0,5)	-	[illegible]	0.5 (0.0)	0.5 (0.0)	massima azione longitudinale
Gruppo. 4	0.8 (0.6;0.4)	-	0.8 (0.6;0.4)	0.8 (0.6;0.4)	0.8 (0.6;0.4)	fessurazione

▒ Azione dominante

(1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ,α, ecc.)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 e 4, senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

Quando l'azione risulta favorevole nei riguardi della verifica che si sta svolgendo vanno assunti i valori indicati in tabella fra parentesi.

Il gruppo 4 è da considerarsi esclusivamente per le verifiche a fessurazione. I valori indicati fra parentesi si assumeranno pari a: (0.6) per impalcati con 2 binari caricati e (0.4) per impalcati con tre o più binari caricati.

6.8.3.1(1)	Nota	Si adotta, quando rilevante, la regola raccomandata. Per le verifiche a fessurazione si dovrà considerare il gruppo di carico 4 della tabella del §6.8.2.2(2).
6.8.3.2(1)	Nota	Si adotta il valore nullo raccomandato.
6.9(6)	Nota	Si adotta il valore raccomandato 100 anni.
6.9(7)	Nota	Da definirsi per il singolo progetto.

Appendice C(3)P	Nota 1	Quando non è appositamente specificata l'espressione (C.2), si deve adottare l'espressione (C.1), come raccomandato.
Appendice C(3)P	Nota 2	Non si applica.
Appendice D2(2)	Nota	Si adotta il valore γ_{Fr} =1,00 raccomandato.
Utilizzo appendici informative		Le Appendici informative A, B, E, F, G, H mantengono il carattere informativo.

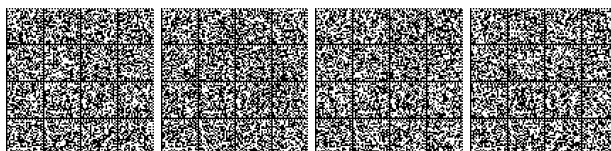
Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1991-3:2006

Eurocodice 1: Azioni sulle strutture
Parte 3: Azioni indotte da gru e da macchinari

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1991-3:2006

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare nelle azioni indotte da gru e da macchinari

Appendice nazionale

UNI-EN-1991-3 – Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture: Parte 3: Azioni indotte da gru e macchinari.
EN-1991-3 - Eurocode 1 - Actions on structures – Part 3: Actions induced by cranes and machinery

1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1991-3, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 25/02/2011

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN-1991-3 relativamente ai seguenti paragrafi:

2.1(2) Procedure quando le azioni sono fornite da gru
2.5.2.1(2) Eccentricità del carico ruota
2.5.3(2) Massimo numero di gru da considerare nella condizione più sfavorevole
2.7.3(3) Valore del coefficiente d'attrito
A2.2(1) Definizione dei coefficienti γ - per i casi STR e GEO
A2.2(2) Definizione dei coefficienti γ - per il caso EQU
A2.3(1) Definizione dei coefficienti ψ

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1991-3.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando i si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1991-3 – Azioni sulle strutture: Azioni indotte da gru e macchinari.

3) Decisioni nazionali

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
2.1(2)	Nota	Ai fini del progetto e verifica delle vie di corsa si possono impiegare i valori delle azioni specificate nel progetto della gru.
2.5.2.1(2)	Nota	Si adotta il valore raccomandato: $e = 0{,}25\ b_r$.
2.5.3(2)	Nota	Si adotta la tabella 2.3 raccomandata.
2.7.3(3)	Nota 2	Si adottano i valori raccomandati: $\mu = 0{,}20$ per contatto acciaio – acciaio; $\mu = 0{,}50$ per contatto acciaio – gomma.
A.2.2(1)	Nota 2	Si adottano i valori raccomandati nella tabella A.1:
A.2.2(2)	Nota	Si adottano i seguenti valori: $\gamma_{Gsup} = 1{,}10$; $\gamma_{Ginf} = 0{,}90$. Per gli altri casi vale quanto riportato (con modifiche) in A.2.2(1).
A.2.3(1)	Nota	Si adottano i valori raccomandati.

L'Annesso A conserva valore normativo.

L'Annesso B conserva valore informativo.

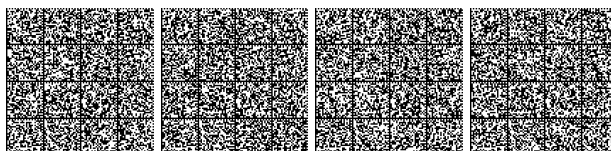
Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1991-4:2006

Eurocodice 1: Azioni sulle strutture
Parte 4: Azioni su silos e serbatoi

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA
alla UNI EN 1991-4:2006

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per le azioni su silos e serbatoi

Appendice Nazionale

UNI EN 1991-4 – Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 4: Azioni su silos e serbatoi
EN 1991-4 Eurocode 1 "Actions on structures – Part 4: Silos and tanks"

1) Premessa

Questa appendice nazionale, contenente i Parametri Determinati in sede Nazionale (NPD) per la UNI-EN 1991-4, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL.PP. in data 25/02/2011

2) Introduzione

2.1 Campo di applicazione
Questa appendice nazionale contiene, al punto 3, le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN 1991-4, relativamente ai seguenti paragrafi

- 2.5 (5)
- 3.6 (2)
- 5.2.4.3.1 (3)
- 5.4.1 (3)
- 5.4.1 (4)
- A.4 (3)
- B.2.14 (1)

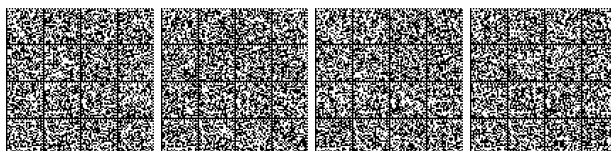
Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, debbono essere applicati in Italia per l'impiego della UNI-EN 1991-4.

2.2 Documenti normativi di riferimento

la presente appendice deve essere considerata quando si utilizzino i documenti normativi che fanno riferimento alla UNI-EN 1991-4: Azioni sulle strutture – Parte 4 - Azioni su silos e serbatoi.

3) Decisioni nazionali

Paragrafo	Rif.	Parametro Nazionale, valore o prescrizione
2.5	(5)	Si adotta la classificazione proposta nella tabella 2.1
3.6	(2)	Nessuna indicazione aggiuntiva
5.2.4.3.1	(3)	Si adottano i valori raccomandati
5.4.1	(3)	Si adotta la procedura raccomandata
5.4.1	(4)	Si adotta la procedura raccomandata
Annesso A		L'Annesso A mantiene il carattere informativo
A.4	(3)	Si adottano i valori e le combinazioni raccomandate seguenti: - Tabella A.1 - Tabella A.2: uso non consentito - Tabella A.3, come di seguito modificata - Tabella A.4, come di seguito modificata - Tabella A.5, come di seguito modificata. **Tabella A.3** I valori di $\psi_{1,1}$ o $\psi_{2,1}$, nella colonna "*Accompanying variable action 1 (main)*", per entrambe le righe "E" e "V", sono integrati da: *Contenuto Liquido* $\psi_{1,1}=\psi_{2,1}=1.0$ **Tabella A.4** I valori di $\psi_{1,1}$ o $\psi_{2,1}$, nella colonna "*Accompanying variable action 1 (main)*", nella riga "SF" sono integrati da: *Contenuto Liquido* $\psi_{1,1}=\psi_{2,1}=1.0$ I valori di $\psi_{1,1}$ o $\psi_{2,1}$, nella colonna "*Accompanying variable action 1 (main)*", nella riga "SE" sono modificati in: *Contenuto Solido o Liquido* $\psi_{1,1}=\psi_{2,1}=0.0$

		Tabella A.5 I valori di $\psi_{1,1}$ o $\psi_{2,1}$, nella colonna "*Accompanying variable action 1 (main)*", in tutte le righe sono integrati da: *Contenuto Liquido* $\psi_{1,1}=\psi_{2,1}=1.0$.
Annesso B		L'Annesso B mantiene il carattere informativo
B.2.14	(1)	Non sono fornite indicazioni aggiuntive
Annesso F		L'Annesso F mantiene il carattere informativo
Annesso H		L'Annesso H mantiene il carattere informativo

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1992-1-1:2005

Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo
Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1992-1-1:2005

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per la progettazione delle strutture di calcestruzzo

APPENDICE NAZIONALE

UNI-EN1992-1-1: Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Part 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

EN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings

1. PREMESSA

Questa Appendice Nazionale contiene i parametri nazionali alla UNI-EN 1992-1-1 ed è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL.PP. in data 24/09/2010

2. INTRODUZIONE

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice Nazionale contiene al punto 3 le Decisioni sui Parametri Nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN 1992-1-1 relativamente ai seguenti paragrafi:

2.3.3 (3)
2.4.2.1 (1)
2.4.2.2 (1)
2.4.2.2 (2)
2.4.2.2 (3)
2.4.2.3 (1)
2.4.2.4 (1)
2.4.2.4 (2)
2.4.2.5 (2)
3.1.2 (2)P
3.1.2 (4)
3.1.6 (1)P
3.1.6 (2)P
3.2.2 (3)P
3.2.7 (2)
3.3.4 (5)
3.3.6 (7)
4.4.1.2 (3)
4.4.1.2 (5)
4.4.1.2 (6)
4.4.1.2 (7)
4.4.1.2 (8)
4.4.1.2 (13)
4.4.1.3 (2)
4.4.1.3 (3)
4.4.1.3 (4)
5.1.2 (1)P
5.2 (5)
5.5 (4)
5.6.3 (4)
5.8.3.1 (1)
5.8.3.3 (1)
5.8.3.3 (2)
5.8.5 (1)
5.8.6 (3)
5.10.1 (6)
5.10.2.1 (1)P
5.10.2.1 (2)
5.10.2.2 (4)
5.10.2.2 (5)
5.10.3 (2)
5.10.8 (2)
5.10.8 (3)
5.10.9 (1)P
6.2.2 (1)
6.2.2 (6)
6.2.3 (2)
6.2.3 (3)
6.2.4 (4)
6.2.4 (6)
6.4.3 (6)
6.4.4 (1)
6.4.5 (3)
6.4.5 (4)
6.5.2 (2)
6.5.4 (4)
6.5.4 (6)
6.8.4 (1)
6.8.4 (5)
6.8.6 (1)
6.8.6 (3)
6.8.7 (1)
7.2 (2)
7.2 (3)
7.2 (5)
7.3.1 (5)
7.3.2 (4)
7.3.4 (3)
7.4.2 (2)
8.2 (2)
8.3 (2)
8.6 (2)
8.8 (1)
9.2.1.1 (1)
9.2.1.1 (3)
9.2.1.2 (1)
9.2.1.4 (1)
9.2.2 (4)
9.2.2 (5)
9.2.2 (6)
9.2.2 (7)
9.2.2 (8)
9.3.1.1(3)
9.4.3(1)
9.5.2 (1)
9.5.2 (2)
9.5.2 (3)
9.5.3 (3)
9.6.2 (1)
9.6.3 (1)
9.7 (1)
9.8.1 (3)
9.8.2.1 (1)
9.8.3 (1)
9.8.3 (2)
9.8.4 (1)
9.8.5 (3)
9.8.5 (4)
9.10.2.2 (2)
9.10.2.3 (3)
9.10.2.3 (4)
9.10.2.4 (2)
11.3.5 (1)P
11.3.5 (2)P
11.3.7 (1)
11.6.1 (1)
11.6.1 (2)
11.6.2 (1)
11.6.4.1 (1)
12.3.1 (1)
12.6.3 (2)
A.2.1 (1)
A.2.1 (2)
A.2.2 (1)
A.2.2 (2)
A.2.3 (1)
C.1 (1)
C.1 (3)
E.1 (2)
J.1 (2)
J.2.2 (2)
J.3 (2)
J.3 (3)

Le suddette Decisioni Nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere osservate quando si utilizzi, in Italia, la UNI-EN 1992-1-1.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente Appendice va tenuta presente quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN 1992-1-1 Progetto di strutture in calcestruzzo - Parte 1-1 : Regole generali e regole per gli edifici

3. DECISIONI NAZIONALI

Vengono qui di seguito riportati i parametri nazionali che si devono adottare per l'impiego dell'Eurocodice UNI-EN 1992-1-1

<table>
<tr><th>Paragrafo</th><th>Riferimento</th><th>Parametro nazionale - valore o prescrizione -</th></tr>
<tr><td>2.3.3 (3)</td><td>Nota</td><td>Si adotta il valore raccomandato: d_{joint} = 30 m. Per le strutture prefabbricate questo valore può essere più alto che per le strutture gettate in opera per compensare la parte di deformazione viscosità e di ritiro che si produce prima della costruzione.</td></tr>
<tr><td>2.4.2.1 (1)</td><td>Nota</td><td>Si adotta il valore raccomandato $\gamma_{SH} = 1,0$</td></tr>
<tr><td>2.4.2.2 (1)</td><td>Nota</td><td>Si adotta il valore raccomandato $\gamma_{P,fav} = 1,0$ per situazioni di progetto persistenti e transitorie. Il valore $\gamma_{P,fav} = 1,0$ può essere usato anche per la verifica a fatica.</td></tr>
<tr><td>2.4.2.2 (2)</td><td>Nota</td><td>Per l'analisi globale si adotta il valore raccomandato $\gamma_{P,unfav} = 1,3$.</td></tr>
<tr><td>2.4.2.2 (3)</td><td>Nota</td><td>Si adotta il valore raccomandato $\gamma_{P,unfav} = 1,2$</td></tr>
<tr><td>2.4.2.3 (1)</td><td>Nota</td><td>Si adotta il valore raccomandato $\gamma_{F,fat} = 1,0$</td></tr>
<tr><td>2.4.2.4(1)</td><td>Nota</td><td>Si adottano i valori contenuti nel Prospetto 2.1N:

Prospetto 2.1N: Coefficienti di sicurezza parziali per gli stati limite ultimi per i materiali

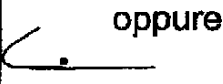
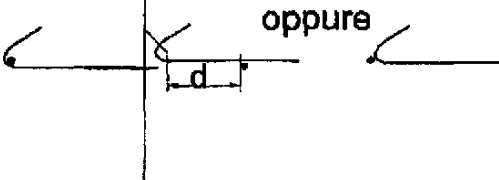
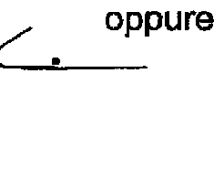
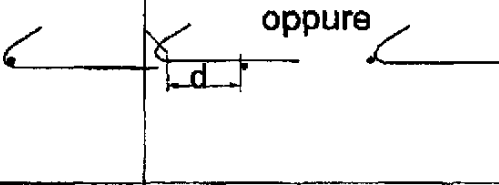
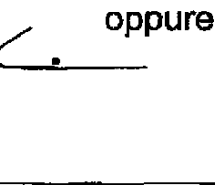
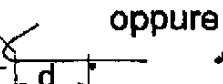
<table>
<tr><th>Situazioni di progetto</th><th>γ_C per il calcestruzzo</th><th>γ_S per gli acciai da armatura ordinaria</th><th>γ_S per gli acciai da precompressione</th></tr>
<tr><td>Persistenti e transitorie</td><td>1,5*</td><td>1,15</td><td>1,15</td></tr>
<tr><td>Eccezionali</td><td>1,0</td><td>1,0</td><td>1,0</td></tr>
</table>
* Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera e con spessori minori di 50 mm, si assume $\gamma_C = 1,875$
* Il coefficiente γ_C può essere ridotto da 1,5 a 1,4 per produzioni continuative di elementi o strutture soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valor medio) della resistenza non superiore al 10%. Le suddette produzioni devono essere inserite in un sistema di qualità di cui al § 11.8.3. delle NTC 2008.</td></tr>
<tr><td>2.4.2.4 (2)</td><td>Nota</td><td>Per situazioni non coperte da parti specifiche di questo Eurocodice si adotta il valore raccomandato $\gamma_c = 1$ e $\gamma_s = 1$</td></tr>
<tr><td>2.4.2.5 (2)</td><td>Nota</td><td>Si adotta il valore di $k_f = 1,0$</td></tr>
</table>

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
3.1.2 (2)P	Nota	Si adotta il valore raccomandato: C_{max} = 90/105 , tenendo presente che, per l'impiego delle classi C80/95 e C90/105, occorre specifica autorizzazione del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. **(vedi inoltre indicazioni aggiuntive)**
3.1.2 (4)	Nota	Si adotta il valore $k_t = 1{,}0$
3.1.6 (1)P	Nota:	Si adotta il valore $\alpha_{cc} = 0{,}85$ Nelle sole verifiche di resistenza al fuoco si assumerà $\alpha_{cc} = 1{,}0$
3.1.6 (2)P	Nota	Si adotta il valore raccomandato $\alpha_{ct} = 1{,}0$.
3.2.2 (3)P	Nota	Si adotta il limite superiore f_{yk} = 450 MPa È consentito l'uso dei soli acciai: B450C per i diametri $6 \leq \phi \leq 40$mm B450A per i diametri $5 \leq \phi \leq 10$ mm
3.2.7 (2)	Nota 1	Si adotta il valore raccomandato $\varepsilon_{ud} = 0{,}9\ \varepsilon_{uk}$.
3.3.4 (5)	**Nota**	Si adotta il valore raccomandato k = 1,1., fermo restando che le armature da precompressione devono possedere le proprietà meccaniche definite nel DM 14/01/2008(Norme Tecniche) al punto 11.3.3.2 caratteristiche meccaniche.
3.3.6 (7)	**Nota**	Si adotta il valore raccomandato $\varepsilon_{ud} = 0{,}9\varepsilon_{uk}$. Se non sono noti valori più accurati, i valori raccomandati sono $\varepsilon_{ud} = 0{,}02$ e $f_{p0,1k}/f_{pk} = 0{,}9$.
4.4.1.2 (3)	**Nota**	Per guaine circolari e rettangolari di armature post-tese aderenti e per armature da precompressione pre-tese, si adottano, per $c_{min,b}$, i seguenti valori: Per guaine da precompressione per post-tensione: guaine di sezione circolare: $c_{min,b}$ = diametro della guaina stessa guaine di sezione rettangolare: $c_{min,b}$ = dimensione più piccola o metà della dimensione più grande, se quest'ultima è superiore Non vi sono requisiti per copriferro di guaine circolari o rettangolari maggiore di 80 mm Per le armature pre-tese: $c_{min,b}$ = 2,0 x il diametro del trefolo o del filo liscio $c_{min,b}$ = 1,5 x il diametro del trefolo o del filo liscio nei solai $c_{min,b}$ = 3,0 x il diametro del filo indentato.

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
4.4.1.2 (5)	Nota	Si adotta la classe strutturale raccomandata (vita utile di progetto di 50 anni) pari a S4 per le resistenze indicative del calcestruzzo date nel Prospetto E1N con le modifiche delle classi strutturali raccomandate nel Prospetto 4.3N. La Classe Strutturale minima raccomandata è S1. I valori raccomandati di $c_{min,dur}$ sono dati nel Prospetto 4.4N (acciai da armatura ordinaria) e nel Prospetto 4.5N (acciai da precompressione).
4.4.1.2 (6)	Nota	Si adotta il valore raccomandato $\Delta c_{dur,\gamma} = 0$ mm.
4.4.1.2 (7)	Nota	Si adotta il valore raccomandato $\Delta c_{dur,st} = 0$ mm.
4.4.1.2 (8)	Nota	Si adotta il valore raccomandato $\Delta c_{dur,add} = 0$ mm.
4.4.1.2 (13)	Nota	Si adottano i valori raccomandati $k_1 = 5$ mm; $k_2 = 10$ mm e $k_3 = 15$ mm
4.4.1.3 (2)	Nota	Si adotta il valore raccomandato $\Delta c_{dev} = 10$ mm.
4.4.1.3 (3)	Nota	Si adottano i valori raccomandati: - se l'esecuzione è sottoposta ad un sistema sicuro di controllo della qualità, nel quale siano incluse le misure dei copriferri, la tolleranza ammessa nel progetto, Δc_{dev}, può essere ridotta: $10 \text{ mm} \geq \Delta c_{dev} \geq 5 \text{ mm}$ (4.3N) - se si può assicurare che sia utilizzato un sistema di misura molto accurato per il monitoraggio e che gli elementi non conformi siano respinti (ad es. elementi prefabbricati), la tolleranza ammessa Δc_{dev} può essere ridotta: $10 \text{ mm} \geq \Delta c_{dev} \geq 0 \text{ mm}$ (4.4N)
4.4.1.3 (4)	Nota	Si adottano i valori raccomandati $k_1 = 40$ mm e $k_2 = 75$ mm.
5.1.3 (1)P	Nota	Per gli edifici, si adottano le disposizioni di carico semplificate raccomandate: (a) Campate alterne caricate con i carichi di progetto variabile e permanente ($\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k + P_m$), le campate rimanenti caricate con il solo carico di progetto permanente, $\gamma_G G_k + P_m$. (b) Due qualsiasi campate adiacenti caricate con i carichi di progetto variabile e permanente ($\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k + P_m$), tutte le altre campate caricate con il solo carico di progetto permanente, $\gamma_G G_k + P_m$.
5.2 (5)	Nota	Si adotta il valore raccomandato $\theta_0 = 1/200$.

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
5.5 (4)	**Nota**	Si adottano i valori raccomandati $k_1 = 0{,}44$, $k_2 = 1{,}25\ (0{,}6 + 0{,}0014 / \varepsilon_{cu2})$, $k_3 = 0{,}54$, $k_4 = 1{,}25\ (0{,}6 + 0{,}0014 / \varepsilon_{cu2})$, $k_5 = 0{,}7$ Per k_6 si adotta il valore: $k_6 = 0{,}85$ ε_{cu2} è la deformazione ultima secondo il Prospetto 3.1.
5.6.3 (4)	**Nota**	Si adottano i valori raccomandati di $\theta_{pl,d}$. I valori raccomandati per le Classi di acciaio B e C (l'utilizzo di acciaio di Classe A non è consigliato per l'analisi plastica) e classi di resistenza del calcestruzzo minori o uguali a C50/60 e C90/105 sono dati nella Figura 5.6N. I valori per classi di resistenza del calcestruzzo da C 55/67 a C 90/105 possono essere interpolati. I valori si applicano per una snellezza a taglio λ = 3,0. Per valori diversi della snellezza a taglio, si raccomanda di moltiplicare $\theta_{pl,d}$ per k_λ: $k_\lambda = \sqrt{\lambda / 3}$ (5.11N) Dove λ è il rapporto tra la distanza fra i punti di momento nullo e momento massimo dopo la ridistribuzione e l'altezza utile, d. Più semplicemente λ può essere calcolato per i valori di progetto concomitanti di momento flettente e taglio: $\lambda = M_{Sd} / (V_{Sd} \cdot d)$ (5.12N)
5.8.3.1 (1)	**Nota:**	Si adotta il valore raccomandato di λ_{lim}. Il valore raccomandato si calcola con l'espressione: $\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$ (5.13N) dove: λ è il rapporto di snellezza così come definito in 5.8.3.2 A $= 1 / (1 + 0{,}2\ \varphi_{ef})$ (se φ_{ef} non è noto, si può adottare A = 0,7) B $= \sqrt{1 + 2\omega}$ (se ω non è noto, si può adottare B = 1,1) C $= 1{,}7 - r_m$ (se r_m non è noto, si può adottare C = 0,7) φ_{ef} coefficiente efficace di viscosità; vedere 5.8.4 ω $= A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$; rapporto meccanico di armatura A_s è l'area totale dell'armatura longitudinale n $= N_{Ed} / (A_c\ f_{cd})$; forza normale relativa r_m $= M_{01} / M_{02}$; rapporto tra i momenti M_{01}, M_{02} sono i momenti del primo ordine alle estremità, $\lvert M_{02} \rvert \geq \lvert M_{01} \rvert$ Se i momenti finali M_{01} e M_{02} provocano trazione sullo stesso lato, r_m va assunto positivo (cioè C ≤ 1,7), in caso contrario negativo (cioè C > 1,7). Nei casi seguenti, si raccomanda di assumere r_m pari a 1,0 (cioè C = 0,7): - per telai a nodi fissi soggetti solo a momenti del primo ordine o a momenti dovuti prevalentemente ad imperfezioni o a carico trasversale - per telai a nodi mobili in generale

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
5.8.3.3 (1)	Nota	Si adotta il valore raccomandato k_1 = 0,31.
5.8.3.3 (2)	Nota 1	Si adotta il valore raccomandato k_2 = 0,62.
5.8.5 (1)	Nota	Si possono adottare entrambi i metodi semplificati (a) e (b)
5.8.6 (3)	Nota	Si adotta il valore raccomandato γ_{cE} = 1,2.
5.10.1 (6)	Nota:	Si adottano i metodi generali A e B. In casi particolari si potranno adottare i metodi C,D,E, con adeguata giustificazione.
5.10.2.1 (1)P	Nota:	Si adottano i valori: k_1 = 0,80 armatura pre-tesa k_1 = 0,75 armatura post-tesa k_2 = 0,90 armatura pre-tesa k_2 = 0,85 armatura post-tesa
5.10.2.1 (2)P	Nota:	Si adotta il valore raccomandato k_3 = 0,95.
5.10.2.2 (4)	Nota:	Si adottano i valori raccomandati k_4 = 50 e k_5 = 30.
5.10.2.2 (5)	Nota	Si adotta il valore k_6 = 0,70
5.10.3 (2)	Nota	Si adottano i valori raccomandati k_7 = 0,75 e k_8 = 0,85.
5.10.8 (2)	Nota	Si adotta il valore raccomandato $\Delta\sigma_{p,SLU}$ = 100 MPa.
5.10.8 (3)	Nota	Si adottano i valori raccomandati $\gamma_{\Delta P,sup}$ = 1,2 e $\gamma_{\Delta P,inf}$ = 0,8. Se si esegue l'analisi lineare con sezioni non fessurate, è possibile adottare un limite di deformazione minore e il valore raccomandato per entrambi $\gamma_{\Delta P,sup}$ e $\gamma_{\Delta P,inf}$ è 1,0.
5.10.9 (1)P	Nota	Si adottano i valori raccomandati: - per armature pre-tese o armature non aderenti: r_{sup} = 1,05 e r_{inf} = 0,95 - per armature post-tese aderenti: r_{sup} = 1,10 and r_{inf} = 0,90 Quando sono prese misure appropriate (ad es. misura diretta della precompressione): $r_{sup} = r_{inf}$ = 1,0.
6.2.2 (1)	Nota	Si adottano i valori raccomandati $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$, $v_{min} = 0,035\, k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ (6.3N) k_1 = 0,15.

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
6.2.2 (6)	**Nota**	Si adotta il valore: $\nu = 0{,}5$ fino alla classe C70/85 (6.6N) $\nu = 0{,}6\left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right]$ per le classi C80/95 e C90/105. Per l'impiego delle classi C80/95 e C90/105 occorre specifica autorizzazione del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.
6.2.3 (2)	**Nota**	Si adottano i limiti raccomandati: $1 \leq \cot\theta \leq 2{,}5$ (6.7N)
6.2.3 (3)	**Nota**	Si adottano i seguenti valori di ν_1 e α_{cw} Si adotta $\nu_1 = \nu$ anche quando la tensione di calcolo dell'armatura a taglio è minore dell'80% della tensione caratteristica di snervamento f_{yk}.- **(per i valori di ν vedi 6.2.2 (6))** Il valore raccomandato di α_{cw} è: 1 per strutture non precompresse $(1 + \sigma cp/fcd)$ per $0 < \sigma cp \leq 0{,}25$ fcd 1,25 per $0{,}25$ fcd $< \sigma cp \leq 0{,}5$ fcd (6. 11.bN) $2{,}5\ (1 - \sigma cp/fcd)$ per $0{,}5$ fcd $< \sigma cp < 1{,}0$ fcd (6. 11.cN) dove σ cp è la tensione media di compressione, considerata positiva, nel calcestruzzo dovuta alla forza assiale di calcolo. Questa si ottiene come valor medio sulla sezione di calcestruzzo tenendo conto delle armature. Il valore di σcp non deve necessariamente essere calcolato ad una distanza minore di 0,5d cot θ dal bordo dell'appoggio.
6.2.4 (4)	**Nota**	In assenza di calcoli più rigorosi, si adottano i valori raccomandati: $1{,}0 \leq \cot\theta_f \leq 2{,}0$ per piattabande compresse ($45° \geq \theta_f \geq 26{,}5°$) $1{,}0 \leq \cot\theta_f \leq 1{,}25$ per piattabande tese ($45° \geq \theta_f \geq 38{,}6°$)
6.2.4 (6)	**Nota**	Si adotta il valore raccomandato k = 0,4.
6.4.3 (6)	**Nota**	Si adottano i valori raccomandati dati nella Figura 6.21N A - pilastro interno β = 1,15 B - pilastro di bordo β = 1,4 C - pilastro d'angolo β = 1,5
6.4.4 (1)	**Nota**	Si adottano i valori raccomandati: $C_{Rd,c} = 0{,}18/\gamma_c$, v_{min} è dato dall'espressione (6.3N) $k_1 = 0{,}1$

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
6.4.5 (3)	**Nota**	Si adotta il valore raccomandato: $v_{Rd,max} = 0,4\ V\ f_{cd}$; per i valori di V vedi 6.2.2 (6)
6.4.5 (4)	**Nota**	Si adotta il valore raccomandato: k = 1,5
6.5.2 (2)	**Nota**	Si adotta il valore: $\nu' = 0{,}83$ fino alla classe C70/85 $\nu' = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$ per le classi C80/95 e C90/105 Per l'impiego delle classi C80/95 e C90/105 occorre specifica autorizzazione del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.
6.5.4 (4)	**a) Nota**	Si adottare il valore raccomandato $k_1 = 1{,}0$.
6.5.4 (4)	**b) Nota**	Si adotta il valore raccomandato $k_2 = 0{,}85$
6.5.4 (4)	**c) Nota**	Si adotta il valore raccomandato $k_3 = 0{,}75$
6.5.4 (6)	**Nota**	Si adotta il valore raccomandato $k_4 = 3{,}00$
6.8.4 (1)	**Nota 1**	Si adotta il valore raccomandato $\gamma_{F,fat} = 1{,}0$
6.8.4 (1)	**Nota 2**	Si adottano i valori raccomandati riportati nei Prospetti 6.3N e 6.4N che si riferiscono rispettivamente agli acciai ordinari ed a quelli da precompressione.
6.8.4 (5)	**Nota**	Si adotta il valore raccomandato $k_2 = 5{,}0$
6.8.6 (1)	**Nota**	Si adotta il valore raccomandato $k_1 = 70$ Mpa
6.8.6 (1)	**Nota**	Si adotta il valore raccomandato $k_2 = 35$ MPa
6.8.6 (3)	**Nota**	Si adotta il valore raccomandato $k_3 = 0{,}9$
6.8.7 (1)	**Nota**	Si adotta il valore raccomandato $N = 10^6$ cicli
6.8.7 (1)	**Nota**	Si adotta il valore raccomandato $k_1 = 0{,}85$
7.2 (2)	**Nota**	Si adotta il valore raccomandato $k_1 = 0{,}60$ Nel caso di elementi piani (solette, pareti, …) gettati in opera e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm il valore di k_1 va ridotto del 20%.

<table>
<tr><th>Paragrafo</th><th>Riferimento</th><th>Parametro nazionale - valore o prescrizione -</th></tr>
<tr><td>7.2 (3)</td><td>Nota</td><td>Si adotta il valore raccomandato $k_2 = 0,45$
Nel caso di elementi piani (solette, pareti, …) gettati in opera e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm il valore di k_2 va ridotto del 20%.</td></tr>
<tr><td>7.2 (5)</td><td>Nota</td><td>Si adotta il valore $k_3 = 0,80$</td></tr>
<tr><td>7.2 (5)</td><td>Nota</td><td>Si adotta il valore $k_4 = 0,90$</td></tr>
<tr><td>7.2 (5)</td><td>Nota</td><td>Si adotta il valore $k_5 = 0,70$</td></tr>
<tr><td>7.3.1 (5)</td><td>Nota</td><td>Si adottano i valori di tabella
<table>
<tr><th rowspan="3">Gruppi di esigenze</th><th rowspan="3">Condizioni ambientali</th><th rowspan="3">Combinazione di azioni</th><th colspan="4">Armatura</th></tr>
<tr><th colspan="2">Sensibile</th><th colspan="2">Poco sensibile</th></tr>
<tr><th>Stato limite</th><th>w_d</th><th>Stato limite</th><th>w_d</th></tr>
<tr><td rowspan="2">a</td><td rowspan="2">Ordinarie</td><td>frequente</td><td>ap. fessure</td><td>$\leq w_2$</td><td>ap. fessure</td><td>$\leq w_3$</td></tr>
<tr><td>quasi permanente</td><td>ap. fessure</td><td>$\leq w_1$</td><td>ap. fessure</td><td>$\leq w_2$</td></tr>
<tr><td rowspan="2">b</td><td rowspan="2">Aggressive</td><td>frequente</td><td>ap. fessure</td><td>$\leq w_1$</td><td>ap. fessure</td><td>$\leq w_2$</td></tr>
<tr><td>quasi permanente</td><td>decompressione</td><td>-</td><td>ap. fessure</td><td>$\leq w_1$</td></tr>
<tr><td rowspan="2">c</td><td rowspan="2">Molto aggressive</td><td>frequente</td><td>formazione fessure</td><td>-</td><td>ap. fessure</td><td>$\leq w_1$</td></tr>
<tr><td>quasi permanente</td><td>decompressione</td><td>-</td><td>ap. fessure</td><td>$\leq w_1$</td></tr>
</table>
w_1=0.2 mm; w_2=0.3 mm; w_3=0.4 mm
Le condizioni ambientali sono così definite:
<table>
<tr><th>CONDIZIONI AMBIENTALI</th><th>CLASSE DI ESPOSIZIONE</th></tr>
<tr><td>Ordinarie</td><td>X0, XC1, XC2, XC3, XF1</td></tr>
<tr><td>Aggressive</td><td>XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3</td></tr>
<tr><td>Molto aggressive</td><td>XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4</td></tr>
</table></td></tr>
<tr><td>7.3.2 (4)</td><td>Nota</td><td>Si adotta il valore raccomandato $\sigma_{ct,p} = f_{ct,eff}$ in accordo con il punto 7.3.2 (2).</td></tr>
<tr><td>7.3.4 (3)</td><td>Nota</td><td>Si adottano i valori raccomandati $k_3 = 3,4$ $k_4 = 0,425$</td></tr>
<tr><td>7.4.2 (2)</td><td>Nota</td><td>Si adottano i valori di K raccomandati, dati nel Prospetto 7.4N. Lo stesso fornisce anche i valori ottenuti applicando l'espressione (7.16) a casi comuni (C30, $\sigma_s = 310$ Mpa, diversi sistemi strutturali, rapporti di armatura $\rho = 0,5$ % and $\rho = 1,5$ %).</td></tr>
<tr><td>8.2.(2)</td><td>Nota</td><td>Si adottano i valori raccomandati $k_1 = 1$ mm e $k_2 = 5$ mm</td></tr>
</table>

<table>
<tr><th>Paragrafo</th><th>Riferimento</th><th>Parametro nazionale - valore o prescrizione -</th></tr>
<tr><td>8.3 (2)</td><td>Nota</td><td>
Si adottano i valori $\phi_{m,min}$ raccomandati dati nel Prospetto 8.1N.

Prospetto 8.1N: Diametro minimo del mandrino per evitare danni all'armatura

a) per barre e fili
<table>
<tr><th>Diametro barra</th><th>Diametro minimo del mandrino per Piegature, uncini, ganci (vedere Figura 8.1),</th></tr>
<tr><td>$\phi \leq 16$ mm</td><td>4ϕ</td></tr>
<tr><td>$\phi > 16$ mm</td><td>7ϕ</td></tr>
</table>
b) per barre piegate saldate e reti piegate dopo saldatura
<table>
<tr><th colspan="2">Diametro minimo del mandrino</th></tr>
<tr><td>oppure</td><td>oppure
d</td></tr>
<tr><td>5ϕ</td><td>d $\geq 3\phi$: 5ϕ
d < 3ϕ o saldatura interna alla piegatura: 20ϕ</td></tr>
<tr><td colspan="2">Nota: Il diametro del mandrino per la piegatura di barre o reti nel caso risulti una saldatura interna alla zona di piegatura, può essere ridotto a 5 Φ se la saldatura è eseguita in accordo con l'allegato B della norma EN ISO 17660.</td></tr>
</table>
</td></tr>
<tr><td>8.6 (2)</td><td>Nota</td><td>Si adotta il valore raccomandato determinato da:
$F_{btd} = l_{td}\, \phi_t\, \sigma_{td}$ ma non maggiore di F_{wd} (8.8N)</td></tr>
<tr><td>8.8 (1)</td><td>Nota</td><td>Si adotta il valore raccomandato ϕ_{large} = 32 mm.</td></tr>
<tr><td>9.2.1.1 (1)</td><td>Nota 2</td><td>Si adotta il valore raccomandato:
$A_{s,min} = 0{,}26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d$ ma non minore di $0{,}0013\, b_t d$ (9.1N)
dove:
b_t rappresenta la larghezza media della zona tesa; per una trave a T con piattabanda compressa, nel calcolare il valore di b_t si considera solo la larghezza dell'anima
f_{ctm} si determina in funzione della classe di resistenza corrispondente in accordo con il Prospetto 3.1.
In alternativa, per elementi secondari, dove qualche rischio di rottura fragile può essere accettato, $A_{s,min}$ può assumersi pari a 1,2 volte l'area richiesta per la verifica allo stato limite ultimo.
La formula (9.1N) non si applica alle strutture precompresse con sole armature pre-tese aderenti</td></tr>
</table>

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
9.2.1.1 (3)	**Nota**	Si adotta il valore raccomandato $A_{s,max} = 0{,}04A_c$
9.2.1.2 (1)	**Nota 1**	Si adotta il valore raccomandato $\beta_1 = 0{,}15$
9.2.1.4 (1)	**Nota**	Si adotta il valore raccomandato $\beta_2 = 0{,}25$
9.2.2 (4)	**Nota**	Si adotta il valore raccomandato $\beta_3 = 0{,}50$
9.2.2 (5)	**Nota**	Si adotta il valore raccomandato dato dall'espressione (9.5N) $\rho_{w,min} = (0{,}08\sqrt{f_{ck}})/f_{yk}$ (9.5N)
9.2.2 (6)	**Nota**	Si adotta il valore raccomandato dato dall'espressione (9.6N) $s_{l,max} = 0{,}75d\,(1 + \cot\alpha)$ (9.6N) essendo α l'inclinazione dell'armatura per il taglio rispetto all'asse longitudinale della trave.
9.2.2 (7)	**Nota**	Si adotta il valore raccomandato dato dall'espressione (9.7N) $s_{b,max} = 0{,}6\,d\,(1 + \cot\alpha)$ (9.7N)
9.2.2 (8)	**Nota**	Si adotta il valore dato dall'espressione $s_{t,max} = 0{,}75d \leq 300$ mm
9.3.1.1 (3)	**Nota**	Si adotta il valore: - per l'armatura principale, $2h \leq 350$ mm, essendo h l'altezza totale della piastra; - per l'armatura secondaria, $3h \leq 400$ mm . In zone con carichi concentrati o di momento massimo il precedente valore, per l'armatura principale, diventa: $2h \leq 250$ mm
9.4.3 (1)	**Nota**	Si adotta il valore raccomandato $k = 1{,}5$
9.5.2 (1)	**Nota**	Si adotta il valore $\phi_{min} = 12$ mm
9.5.2 (2)	**Nota**	Si adotta il valore dato dall'espressione $A_{s,min} = \frac{0{,}10\,N_{Ed}}{f_{yd}}$ o $0{,}003\,A_c$, il maggiore dei due dove: f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'armatura N_{Ed} è la forza di compressione assiale di calcolo
9.5.2 (3)	**Nota**	Si adotta valore raccomandato $A_{s,max} = 0{,}04A_c$ al di fuori delle zone di sovrapposizione a meno che non si possa dimostrare che non è inficiata l'integrità del calcestruzzo, e che si raggiunge l'intera resistenza allo stato limite ultimo. Questo limite è aumentato a $0{,}08\,A_c$ nelle zone di sovrapposizione.

<table>
<tr><th>Paragrafo</th><th>Riferimento</th><th>Parametro nazionale - valore o prescrizione -</th></tr>
<tr><td>9.5.3 (3)</td><td>Nota</td><td>Per $s_{cl,tmax}$ si adotta il valore minore tra le seguenti distanze:
- 12 volte il diametro minimo delle barre longitudinali
- la dimensione minore del pilastro
- 250 mm</td></tr>
<tr><td>9.6.2 (1)</td><td>Nota 1</td><td>Si adotta il valore $A_{s,vmin} = 0{,}002\ A_c$.</td></tr>
<tr><td>9.6.2 (1)</td><td>Nota 2</td><td>Si adotta il valore raccomandato $A_{s,vmax} = 0{,}04\ A_c$ al di fuori delle zone di sovrapposizione a meno che non si possa dimostrare che non è inficiata l'integrità del calcestruzzo, e che si raggiunge l'intera resistenza allo stato limite ultimo. Questo limite può essere raddoppiato nelle zone di sovrapposizione.</td></tr>
<tr><td>9.6.3 (1)</td><td>Nota</td><td>Si adotta il valore raccomandato, ossia $A_{s,hmin}$ è il maggiore dei due valori: 25% dell'armatura verticale, $0{,}001A_c$.</td></tr>
<tr><td>9.7 (1)</td><td>Nota</td><td>Si adotta il valore raccomandato $A_{s,dbmin}$ = 0,001Ac, ma non minore di 150 mm²/m su ciascuna faccia e in ogni direzione.</td></tr>
<tr><td>9.8.1 (3)</td><td>Nota</td><td>Si adotta il valore ϕ_{min} = 12 mm.</td></tr>
<tr><td>9.8.2.1 (1)</td><td>Nota</td><td>Si adotta il valore ϕ_{min} = 12 mm.</td></tr>
<tr><td>9.8.3 (1)</td><td>Nota</td><td>Si adotta il valore ϕ_{min} = 12 mm</td></tr>
<tr><td>9.8.3 (2)</td><td>Nota</td><td>Si adotta il valore raccomandato q_1 = 10 kN/m.</td></tr>
<tr><td>9.8.4 (1)</td><td>Nota</td><td>Si adottano i valori raccomandati q_2 = 5 Mpa e ϕ_{min} = 8 mm</td></tr>
<tr><td>9.8.5 (3)</td><td>Nota</td><td>Si adottano i valori raccomandati. Il valore raccomandato per h_1 è 600 mm e quello per $A_{s,bpmin}$ è riportato nel Prospetto 9.6N. Si raccomanda di distribuire tale armatura lungo il perimetro della sezione.

Prospetto 9.6N: Area minima di armatura longitudinale consigliata nei pali trivellati gettati in opera
<table>
<tr><th>Sezione trasversale del palo: A_c</th><th>Area minima di armatura longitudinale: $A_{s,bpmin}$</th></tr>
<tr><td>$A_c \leq 0{,}5\ m^2$</td><td>$A_s \geq 0{,}005 \cdot A_c$</td></tr>
<tr><td>$0{,}5\ m^2 < A_c \leq 1{,}0\ m^2$</td><td>$A_s \geq 25\ cm^2$</td></tr>
<tr><td>$A_c > 1{,}0\ m^2$</td><td>$A_s \geq 0{,}0025 \cdot A_c$</td></tr>
</table>
Si raccomanda che il diametro minimo delle barre longitudinali sia non minore di 16 mm, che i pali abbiano almeno 6 barre longitudinali e che la distanza netta tra le barre misurata lungo il contorno del palo non sia maggiore di 200 mm</td></tr>
<tr><td>9.10.2.2 (2)</td><td>Nota</td><td>Si adottano i valori raccomandati q_1 = 10 kN/m e q_2 = 70 kN.</td></tr>
</table>

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
9.10.2.3 (3)	**Nota**	Si adotta il valore raccomandato $F_{tie,int}$ = 20 kN/m.
9.10.2.3 (4)	**Nota**	Si adottano i valori raccomandati q_3 = 20 kN/m e Q_4 = 70 kN.
9.10.2.4 (2)	**Nota**	Si adottano i valori raccomandati $Ftie,fac$ = 20 kN e $Ftie,col$ = 150 kN.
11.3.5 (1)P	**Nota**	Si adotta il valore raccomandato α_{lcc} = 0,85
11.3.5 (2)P	**Nota**	Si adotta il valore raccomandato α_{lct} = 0,85
11.3.7 (1)	**Nota**	Si adotta il valore raccomandato e cioè: k =1,1 per calcestruzzi con aggregati leggeri con sabbia come aggregato fine e k = 1,0 per calcestruzzi con aggregati leggeri (fini e grossi)
11.6.1 (1)	**Nota**	Si adottano i valori raccomandati: $C_{lRd,c} = 0,15/\gamma_c$, $v_{l,min} = 0,028\ k^{3/2} f_{lck}^{1/2}$ e $k_1 = 0,15$
11.6.2 (1)	**Nota**	Si adotta il valore raccomandato : $\nu_1 = 0,50\ (1 - f_{lck}/250)$ (11.6.6N)
11.6.4.1 (1)	**Nota**	Si adotta il valore raccomandato k_2 = 0,08.
12.3.1 (1)	**Nota**	Si adottano i valori raccomandati $\alpha_{cc,pl} = \alpha_{ct,pl}$ = 0,8.
12.6.3 (2)	**Nota**	Si adotta il valore raccomandato k = 1,5.
Appendice A		Tale Appendice mantiene il carattere informativo (fermi restando i valori dei coefficienti indicati negli articoli normativi)
Appendice B		Tale Appendice mantiene il carattere informativo
C.1 (1)	**Nota**	Per i valori relativi all'intervallo delle tensioni a fatica con un limite superiore di βf_{yk} e relativi all'area minima delle nervature si adottano i valori raccomandati che sono dati nel Prospetto C.2N. Per β si adotta il valore raccomandato β = 0,6.
C.1 (3)	**Nota 1**	Per *a* si adotta il valore raccomandato. Il valore raccomandato per f_{yk} è 10 MPa e per k e ε_{uk} è 0.

<table>
<tr><th>Paragrafo</th><th>Riferimento</th><th>Parametro nazionale - valore o prescrizione -</th></tr>
<tr><td>C.1 (3)</td><td>Nota 2</td><td>Per i valori minimi e massimi di f_{yk}, k e ε_{uk} si adottano i valori contenuti nel seguente prospetto:

Prospetto C.3N. Limiti assoluti dei risultati sperimentali
<table>
<tr><td>Valore caratteristico</td><td>Valore minimo</td><td>Valore massimo</td></tr>
<tr><td>Tensione di snervamento f_{yk}</td><td>0,95 × minimo C_v</td><td>1,03× massimo C_v</td></tr>
<tr><td>k</td><td>0,96 × minimo C_v</td><td>1,02 × massimo C_v</td></tr>
<tr><td>ε_{uk}</td><td>0,93 × minimo C_v</td><td>Non applicabile</td></tr>
</table></td></tr>
<tr><td colspan="2">Appendice D</td><td>Tale Appendice mantiene il carattere informativo</td></tr>
<tr><td colspan="2">Appendice E</td><td>Tale Appendice mantiene il carattere informativo</td></tr>
<tr><td>E.1 (2)</td><td>Nota</td><td>Per il valore delle classi indicative di resistenza si adottano i valori dati nel Prospetto E.1N.

Prospetto E.1N: Classi di resistenza indicativa
<table>
<tr><td></td><td colspan="10">Classi di esposizione in accordo con il Prospetto 4.1</td></tr>
<tr><td colspan="11">Corrosione</td></tr>
<tr><td></td><td colspan="4">Corrosione indotta da carbonatazione</td><td colspan="3">Corrosione indotta da ioni cloro</td><td colspan="3">Corrosione indotta da ioni cloro di origine marina</td></tr>
<tr><td></td><td>XC1</td><td>XC2</td><td>XC3</td><td>XC4</td><td>XD1</td><td>XD2</td><td>XD3</td><td>XS1</td><td>XS2</td><td>XS3</td></tr>
<tr><td>Classi di resistenza indicativa</td><td>C25/30</td><td>C25/30</td><td colspan="2">C30/37</td><td colspan="2">C30/37</td><td>C35/45</td><td>C30/37</td><td colspan="2">C35/45</td></tr>
</table>
<table>
<tr><td colspan="8">Danni al calcestruzzo</td></tr>
<tr><td></td><td>Nessun rischio</td><td colspan="3">Attacco gelo/disgelo</td><td colspan="3">Attacco chimico</td></tr>
<tr><td></td><td>X0</td><td>XF1</td><td>XF2</td><td>XF3</td><td>XA1</td><td>XA2</td><td>XA3</td></tr>
<tr><td>Classi indicative di resistenza</td><td>C12/15</td><td>C30/37</td><td>C30/37</td><td>C30/37</td><td colspan="2">C30/37</td><td>C35/45</td></tr>
</table></td></tr>
<tr><td colspan="2">Appendice F</td><td>Tale Appendice mantiene il carattere informativo</td></tr>
<tr><td colspan="2">Appendice G</td><td>Tale Appendice mantiene il carattere informativo</td></tr>
<tr><td colspan="2">Appendice H</td><td>Tale Appendice mantiene il carattere informativo</td></tr>
<tr><td colspan="2">Appendice I</td><td>Tale Appendice mantiene il carattere informativo</td></tr>
</table>

Paragrafo	**Riferimento**	**Parametro nazionale - valore o prescrizione -**
Appendice J		Tale Appendice mantiene il carattere informativo
J.1 (2)	**Nota**	Si adotta il valore raccomandato $A_{s,surf,min}$ = 0,01 $A_{ct,ext}$, essendo $A_{ct,ext}$ l'area di calcestruzzo tesa al di fuori delle staffe (vedere la Figura J.1).
J.2.2 (2)	**Nota**	Per i valori dei limiti di si adottano i valori raccomandati: per il limite inferiore $\tan\theta$ = 0,4 e per il limite superiore $\tan\theta$ = 1.
J.3. (2)	**Nota**	Si adotta il valore raccomandato k_1 = 0,25.
J.3 (3)	**Nota**	Si adotta il valore raccomandato k_2= 0,5

4). INDICAZIONI AGGIUNTIVE

3.1 CALCESTRUZZO

Classi di calcestruzzo

In relazione agli specifici usi si devono impiegare le classi di resistenza minime indicate nella seguente tabella:

STRUTTURE DI DESTINAZIONE	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA
Per strutture non armate o a bassa percentuale di armatura	C8/10
Per strutture semplicemente armate	C16/20
Per strutture precompresse	C28/35

11. STRUTTURE DI CALCESTRUZZO CON AGGREGATI LEGGERI

11.3.1 CALCESTRUZZO

Sono ammesse classi di resistenza fino alla classe LC55/60.

Anche per i calcestruzzi leggeri, in relazione agli specifici usi, si devono impiegare le classi di resistenza minime indicate nella precedente tabella per il calcestruzzo ordinario.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1992-1-2:2007

Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo Parte 1-2: Regole generali- Progettazione strutturale contro l'incendio

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1992-1-2:2007

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per la progettazione delle strutture esposte all'incendio

APPENDICE NAZIONALE

UNI-EN1992-1-2: Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio
EN 1992-1-2 Eurocode 2 : Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design

1. PREMESSA

Questa Appendice Nazionale contiene i parametri nazionali alla UNI-EN 1992-1-2 ed è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL.PP. in data 24/09/2010

2. INTRODUZIONE

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice Nazionale contiene al punto 3 le Decisioni sui Parametri Nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN 1992-1-2 relativamente ai seguenti paragrafi:

2.1.3(2) nota	4.5.1(2) nota	6.1(5) nota
2.3(2)P nota 1	5.2(3) nota	6.2(2) nota
3.2.3(5) nota	5.3.1(1) nota	6.3(1) nota1
3.2.4(2) nota	5.3.2(2) nota 1	6.4.2.1(3) nota
3.3.3(1) nota 1	5.6.1(1) nota	6.4.2.2(2) nota
4.1(1)P nota 3	5.7.3(2) nota	

Le suddette Decisioni Nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere osservate quando si utilizzi, in Italia, la UNI-EN 1992-1-2.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente Appendice va tenuta presente quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN1992-1-2: Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio

3. DECISIONI NAZIONALI

Vengono qui di seguito riportati i parametri nazionali che si devono adottare per l'impiego dell'Eurocodice UNI-EN 1992-1-2

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
2.1.3(2)	Nota	Si adottano i valori raccomandati: $\theta_{\Delta 1} = 200$ K $\theta_{\Delta 2} = 240$ K
2.3(2)P	Nota 1	Si adotta il valore raccomandato $\gamma_{M,fi} = 1,0$
3.2.3(5)	Nota	Si adotta la Classe raccomandata N.
3.2.4(2)	Nota	Si adotta la classe B.
3.3.3 (1)	Nota 1	Il valore di λ_c per il calcestruzzo con inerte prevalentemente calcareo si assume coincidente con il limite inferiore (2) della figura 3.7
4.1 (1)P	Nota 3	Non si forniscono indicazioni specifiche.
4.5.1(2)	Nota	In assenza di più accurate valutazioni si adotta il valore raccomandato k = 3%
5.2 (3)	Nota	Non si forniscono indicazioni specifiche.
5.3.1(1)	Nota	Non si forniscono indicazioni specifiche.
5.3.2(2)	Nota 1	Per il valore massimo dell'eccentricità del primo ordine in condizioni di incendio si adotta il valore raccomandato $e_{max} = 0,15\ h$ (o b)
5.6.1(1)	Nota	Non si forniscono indicazioni specifiche.
5.7.3(2)	Nota	Non si forniscono indicazioni specifiche.
6.1(5)	Nota	Per i valori $f_{c,\theta}/f_{ck}$ si adottano i dati forniti nel prospetto 6.1N. Per il calcestruzzo C 55/67 e C 60/75 si adotta la classe 1, per il calcestruzzo C 70/85 e C80/95 si adotta la Classe 2 e per il calcestruzzo C 90/105 si adotta la Classe 3. Vedere anche la nota del punto 6.4.2.1(3) e del punto 6.4.2.2 (2)
6.2(2)	Nota	Non si forniscono indicazioni specifiche.
6.3(1)	Nota 1	Per il valore della conduttività termica del calcestruzzo ad alta resistenza si adotta il limite superiore (1) della figura 3.7
6.4.2.1(3)	Nota	Si adottano i valori raccomandati k = 1,1 per la Classe 1 e 1,3 per la Classe 2. Per la Classe 3 si adottano metodi più accurati.
6.4.2.2(2)	Nota	Si adottano i valori raccomandati indicati nel prospetto 6.2N. Si adottano metodi più accurati per la Classe 3.
Utilizzo delle appendici informative		Le Appendici A, B, C, D, E mantengono il carattere informativo

4. INDICAZIONI AGGIUNTIVE

3.3.2(2)	aggiungere Nota	Per elementi di calcestruzzo ordinario in ambienti a umidità normale, in assenza di valutazioni specifiche, si assume una umidità convenzionale del 2% in peso (50 kg di acqua per m^3 di calcestruzzo) cui corrisponde un $c_{p,peack}$= 1653 J/kg K.
4.1(1)P	aggiungere alla Nota 1	Quando si usano i metodi di calcolo, per il requisito integrità (E), oltre al riferimento suddetto che riguarda i giunti si richiama il rispetto dei valori minimi di spessore e armatura previsti per il calcolo a temperatura ordinaria (UNI EN 1992-1-1). Particolare attenzione dovrà inoltra essere posta sul pericolo di scoppio del calcestruzzo che ingloba alleggerimenti di materiale combustibile.

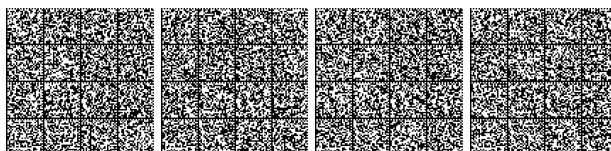
Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1992-2:2006

Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo
Parte 2: Ponti di calcestruzzo-Progettazione e dettagli costruttivi

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1992-2:2006

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare nella progettazione dei ponti in calcestruzzo

Appendice nazionale

UNI-EN-1992 – 2 – Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2 – Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi

EN-1992– 2 – Eurocode 2 – Design of concrete structures – Part 2 – Concrete bridges design and detailing rules

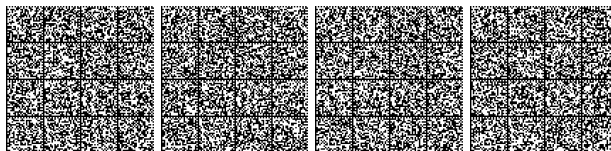
1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1992 - 2, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 24/09/2010

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN1992 - 2 relativamente ai paragrafi

3.1.2 (102)P	Classi di calcestruzzo minima e massima consentite.
3.1.6 (101)P	Effetti di lungo termine sulla resistenza a compressione.
3.1.6 (102)P	Effetti di lungo termine sulla resistenza a trazione.
3.2.4 (101)P	Classi di acciaio consentite.
4.2 (105)	Classi di esposizione per superfici protette da impermeabilizzazione.
4.2 (106)	Distanza di propagazione dei sali disgelanti dalla carreggiata.
4.2 (106)	Classi di esposizione per superfici direttamente esposte a Sali antigelo.
4.3 (103)	Prescrizioni per la durabilità dei cavi esterni
4.4.1.2 (109)	Copriferro minimo in presenza di rivestimento aggiuntivo in calcestruzzo.
5.1.3 (101)P	Semplificazione delle disposizioni di carico.
5.2 (105)	Imperfezioni geometriche.
5.3.2.2 (104)	Riduzione del momento sugli appoggi di progetto.
5.5 (104)	Coefficienti di ridistribuzione.
5.6 (101)P	Impiego di metodi per l'analisi plastica.
5.7 (105)	Dettagli per l'analisi non lineare.
6.1 (109)	Scelta del metodo e valore di f_{ctx}.
6.1 (110)	Moltiplicatore per il copriferro dei cavi da precompressione.
6.2.2 (101)	Taglio di progetto in elementi sprovvisti di specifica armatura a taglio
6.2.3 (103)	Taglio di progetto in elementi provvisti di specifica armatura a taglio
6.2.3 (107)	Sovrapposizione di modelli resistenti a traliccio per il taglio in strutture precompresse.
6.2.3 (109)	Altezza ridotta per le strutture a conci.
6.8.1 (102)	Regole addizionali per le verifiche a fatica.
6.8.7 (101)	Dati per le verifiche a fatica

6.8.7 (101) Nota	Valore di k_1
7.2 (102)	Limiti della massima tensione di compressione in classi di esposizione XD, XF e XS
7.3.1 (105)	Massima apertura delle fessure e limite di decompressione in funzione della classe di esposizione. Estensione della zona compressa nello stato limite di decompressione
7.3.3 (101)	Metodo semplificato per il controllo della fessurazione senza calcolo diretto.
7.3.4 (101)	Calcolo dell'apertura delle fessure; metodi riconosciuti per il suo controllo.
8.9.1 (101)	Barre accoppiate.
8.10.4 (105)	Massima percentuale di cavi accoppiati in una sezione.
	Minima distanza tra sezioni in cui sono accoppiati i cavi di precompressione.
8.10.4 (107)	Regole aggiuntive per gli ancoraggi e l'accoppiamento dei cavi di precompressione in ambienti aggressivi.
9.1 (103)	Regole addizionali su: minimo spessore di elementi strutturali, armatura minima, minimo diametro dei ferri e massima distanza tra le barre.
9.2.2 (101)	Dettagli di armatura trasversale consentiti.
9.5.3 (101)	Minimo diametro dell'armatura trasversale.
9.7 (102)	Distanza tra barre successive di una rete.
9.8.1 (103)	Minimo diametro dei ferri della testa-pali.
11.9 (101)	Uso di barre accoppiate.
113.2 (102)	Stato ultimo di equilibrio per i ponti costruiti a conci.
113.3.2 (103)	Controllo delle tensioni di trazione durante le fasi costruttive per elementi per i quali è previsto lo stato limite di decompressione in esercizio.

e alle indicazioni di carattere nazionale relative all'impiego delle appendici informative per i ponti.

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1992-2.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1992 – 2 – Eurocodice 2 – Progetto di strutture in cemento armato – Parte 2 – Ponti in cemento armato.

3) Decisioni nazionali

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
3.1.2 (102)P	Nota	Classe minima: C25/30 per c.a. C28/35 per c.a.p. Classe massima: C70/85 Per le classi di resistenza superiore a C45/55 la resistenza caratteristica e tutte le grandezze meccaniche e fisiche che hanno influenza sulla resistenza e durabilità del conglomerato vanno accertate prima dell'inizio dei lavori tramite un'apposita sperimentazione preventiva e la produzione deve seguire specifiche procedure per il controllo di qualità. Per l'impiego delle classi C80/95 e C90/105 occorre specifica autorizzazione del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.
3.1.6 (101)P	Nota	Si adotta il valore raccomandato $\alpha_{cc} = 0.85$
3.1.6 (102)P	Nota	Si adotta il valore $\alpha_{ct} = 0.85$
3.2.4 (101)P	Nota	Per i ponti si deve utilizzare acciaio B450C. Si consente l'utilizzo di acciai di tipo B450A, con diametri compresi tra 5 e 10 mm, per le reti e i tralicci; non se ne consente inoltre l'uso per l'armatura trasversale.
4.2 (105)	Nota	Si adotta la classe raccomandata (XC3)
4.2 (106)	Nota	Si adottano le distanze raccomandate (x = 6m, y = 6m)
4.2 (106)	Nota 2	Si adottano le classi di esposizione raccomandate
4.3 (103)		Per Autorità Nazionale si deve intendere il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Ministero delle Infrastrutture
4.4.1.2 (109)	Nota	Si adotta il valore raccomandato (vedi punto 4.4.1.2(3) dell'EN1992-1-1)
5.1.3 (101)P	Nota	Non sono ammesse semplificazioni.
5.2 (105)	Nota	Si adotta il valore raccomandato $\theta_0 = 1/200$
5.3.2.2 (104)	Nota	Si adotta il valore raccomandato.
5.5 (104)	Nota	Si adottano i valori di k_i raccomandati.
5.6.1 (101)P		Si consente l'uso dell'analisi plastica per le verifiche allo SLU
5.7 (105)	Nota 1	Si adottano le procedure e i valori raccomandati.
6.1 (109)	Nota	Possono essere adottati tutti e tre gli approcci. Nel caso si utilizzi l'approccio b) si adotta il valore f_{ctx} raccomandato, $f_{ctx} = f_{ctm}$.
6.1 (110)	Nota	Si adotta il valore di k_{cm} raccomandato, $k_{cm}=2.0$.
6.1 (110)	Nota	Si adotta il valore di k_p raccomandato $k_p=1.0$.

<table>
<tr><td>6.2.2 (101)</td><td>Nota</td><td>Si adottano i valori raccomandati.</td></tr>
<tr><td>6.2.3 (103)</td><td>Nota 2</td><td>Si adottano i seguenti valori di ν_1 e α_{cw}
Si adotta $\nu_1 = \nu$ anche quando la tensione di calcolo dell'armatura a taglio è minore dell'80% della tensione caratteristica di snervamento f_{yk}.

Il valore raccomandato di α_{cw} è:
1 per strutture non precompresse
$(1 + \sigma_{cp}/f_{cd})$ per $0 < \sigma_{cp} \leq 0{,}25 f_{cd}$ (6. 11.aN)
1,25 per $0{,}25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0{,}5 f_{cd}$ (6. 11.bN)
$2{,}5 (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ per $0{,}5 f_{cd} < \sigma_{cp} < 1{,}0 f_{cd}$ (6. 11.cN)
dove
σ_{cp} è la tensione media di compressione, considerata positiva, nel calcestruzzo dovuta alla forza assiale di calcolo. Questa si ottiene come valor medio sulla sezione di calcestruzzo tenendo conto delle armature. Il valore di σ_{cp} non deve necessariamente essere calcolato ad una distanza minore di $0{,}5d \cot \theta$ dal bordo dell'appoggio.</td></tr>
<tr><td>6.2.3 (107)</td><td>Nota</td><td>Si adotta la procedura raccomandata (Figura 6.102N)</td></tr>
<tr><td>6.2.3 (109)</td><td>Nota</td><td>Si adotta il valore raccomandato $h_{red} = 0{,}5\ h$.</td></tr>
<tr><td>6.8.1 (102)</td><td>Nota</td><td>Non si forniscono indicazioni addizionali</td></tr>
<tr><td>6.8.7 (101)</td><td></td><td>Per i modelli di carico e i dati di traffico si deve far riferimento all'EN1991-2, usando la curva S-N raccomandata (espressione 6.72 dell'EN1992-1-1).</td></tr>
<tr><td>6.8.7 (101)</td><td>Nota</td><td>Si adotta il valore raccomandato k_1=0.85.</td></tr>
<tr><td>7.2 (102)</td><td>Nota</td><td>Si adottano i valori raccomandati.</td></tr>
<tr><td>7.3.1 (105)</td><td>Nota</td><td>sn riferimento al punto 7.3.1(5) dell'EN1992-1-1, si adottano i valori di tabella
<table>
<tr><th rowspan="3">Gruppi di esigenze</th><th rowspan="3">Condizioni ambientali</th><th rowspan="3">Combinazione di azioni</th><th colspan="4">Armatura</th></tr>
<tr><th colspan="2">Sensibile</th><th colspan="2">Poco sensibile</th></tr>
<tr><th>Stato limite</th><th>w_d</th><th>Stato limite</th><th>w_d</th></tr>
<tr><td rowspan="2">a</td><td rowspan="2">Ordinarie</td><td>frequente</td><td>ap. fessure</td><td>$\leq w_2$</td><td>ap. fessure</td><td>$\leq w_3$</td></tr>
<tr><td>quasi permanente</td><td>ap. fessure</td><td>$\leq w_1$</td><td>ap. fessure</td><td>$\leq w_2$</td></tr>
<tr><td rowspan="2">b</td><td rowspan="2">Aggressive</td><td>frequente</td><td>ap. fessure</td><td>$\leq w_1$</td><td>ap. fessure</td><td>$\leq w_2$</td></tr>
<tr><td>quasi permanente</td><td>decompressione</td><td>-</td><td>ap. fessure</td><td>$\leq w_1$</td></tr>
<tr><td>c</td><td>Molto aggressive</td><td>frequente
quasi permanente</td><td>formazione fessure
decompressione</td><td></td><td>ap. fessure</td><td>$\leq w_1$</td></tr>
</table>
w_1=0.2 mm; w_2=0.3 mm; w_3=0.4 mm</td></tr>
<tr><td>7.3.1 (105)</td><td>Nota</td><td>La zona compressa in prossimità dei cavi di precompressione aderenti o delle loro guaine si deve estendere per almeno 100 mm (valore raccomandato) dal bordo dell'armatura aderente o della guaina, rispettivamente.</td></tr>
<tr><td>7.3.3 (101)</td><td>Nota</td><td>Si adotta il metodo raccomandato.</td></tr>
<tr><td>7.3.4 (101)</td><td>Nota</td><td>Si adotta il metodo raccomandato; si possono adottare anche altri metodi, purché di riconosciuta validità</td></tr>
<tr><td>8.9.1 (101)</td><td>Nota</td><td>Come raccomandato, non si introducono restrizioni addizionali.</td></tr>
<tr><td>8.10.4 (105)</td><td>Nota 1</td><td>Si adottano i valori raccomandati.</td></tr>
<tr><td>8.10.4 (105)</td><td>Nota 2</td><td>Si adottano i valori raccomandati in Tabella 8.101N.</td></tr>
</table>

8.10.4 (107)	Nota	Le aperture e le cavità per gli ancoraggi dei cavi di precompressione sul lato superiore della soletta sono vietate in ambiente aggressivo.
9.1 (103)	Nota	Non si forniscono indicazioni addizionali.
9.2.2 (101)	Nota	Si adottano le forme raccomandate.
9.5.3 (101)	Nota	Si adottano i diametri minimi raccomandati ϕ_{min}=6 mm e $\phi_{min,mesh}$=5 mm.
9.7 (102)	Nota	Si adotta il valore raccomandato per s_{mesh}.
9.8.1 (103)	Nota	Si adotta il valore raccomandato d_{min}=12 mm.
11.9 (101)	Nota	Non si introducono ulteriori restrizioni.
113.2 (102)	Nota	La pressione orizzontale o verticale verso l'alto, agente su una delle due mensole di un ponte realizzato in avanzamento a sbalzo, si assume x= 300 N/m^2.
113.3.2 (103)	Nota	Si adotta il valore k = 0,70
Utilizzo appendici informative		Non è consentito l'uso delle Appendici A e NN. Le altre Appendici informative B, C, D, E, F, G, H, I, J, KK, LL, MM, OO, PP e QQ mantengono il carattere informativo.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

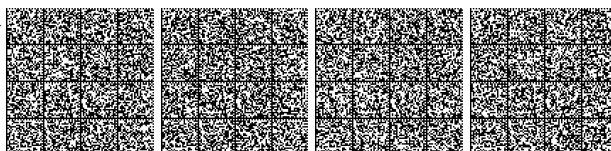
Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1992-3:2006

Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo
Parte 3: Serbatoi e strutture di contenimento liquidi

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1992-3:2006

Parametri adottati a livello nazionale

da utilizzare nella progettazione di serbatoi e strutture di contenimento liquidi in calcestruzzo

APPENDICE NAZIONALE

UNI-EN1992-3: Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 3: Serbatoi e strutture di contenimento liquidi

EN 1992-3 Eurocode 2: Design of concrete structures- Part 3: Liquid retaining and containment structures

1. PREMESSA

Questa Appendice Nazionale contiene i parametri nazionali alla UNI-EN 1992-3 ed è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL.PP. in data 25/02/2011

2. INTRODUZIONE

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice Nazionale contiene al punto 3 le Decisioni sui Parametri Nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN 1992-3 relativamente ai seguenti paragrafi:

7.3.1 (111)
7.3.1 (112)
8.10.1.3 (103)
9.11.1 (102)

Le suddette Decisioni Nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere osservate quando si utilizzi, in Italia, la UNI-EN 1992-3.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente Appendice va tenuta presente quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN 1992-3 Progetto di strutture in calcestruzzo - Parte 3: Serbatoi e strutture di contenimento liquidi

3. DECISIONI NAZIONALI

Si adottano i valori raccomandati

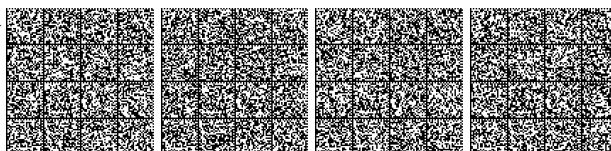
Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1993-1-1:2005

Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio
Parte 1-1: Regole Generali e regole per gli edifici

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1993-1-1:2005

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per le strutture di acciaio

Appendice nazionale

UNI-EN-1993-1-1 – Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio: Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

EN-1993-1-1 - Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings

1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1993-1-1, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 24/09/2010

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN-1993-1-1 relativamente ai seguenti paragrafi:

2.3.1(1)	5.3.2(3)	6.3.2.4(2)B
3.1(2)	5.3.2(11)	6.3.3(5)
3.2.1(1)	5.3.4(3)	6.3.4(1)
3.2.2(1)	6.1(1)	7.2.1(1)B
3.2.3(1)	6.1(1)B	7.2.2(1)B
3.2.3(3)B	6.3.2.2(2)	7.2.3(1)B
3.2.4(1)B	6.3.2.3(1)	BB.1.3(3)B
5.2.1(3)	6.3.2.3(2)	
5.2.2(8)	6.3.2.4(1)B	

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1993-1-1.

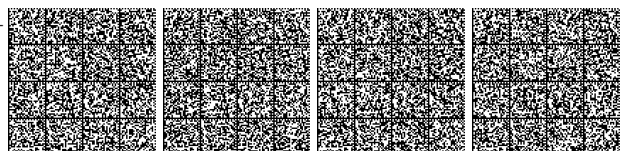
2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando i si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1993-1-1 – Progettazione delle strutture di acciaio: Regole generali e regole per gli edifici.

3) Decisioni nazionali

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
2.3.1(1)	Nota 1	Non sono previste azioni specifiche per particolari situazioni regionali, climatiche o accidentali.
3.1(2)	Nota	Non si aggiungono altri materiali diversi da quelli riportati nella tabella 3.1. Per l'uso di acciai non compresi nella tabella 3.1 occorre il benestare, per lo specifico impiego, del Consiglio Superiore LL.PP. – Servizio Tecnico Centrale.
3.2.1(1)	Nota	Per i valori nominali delle tensioni di snervamento f_y e ultima f_u si fa riferimento ai valori riportati nelle relative norme prodotto; in sede di progettazione si possono assumere nei calcoli i valori nominali riportati nella tabella 3.1.
3.2.2(1)	Nota	Si adottano i seguenti valori: - $f_u/f_y \geq 1,15$ - allungamento a rottura ≥ 15%; - $\varepsilon_u \geq 20\varepsilon_y$ Per le zone dissipative delle strutture in zona sismica si adottano i seguenti valori: - $f_u/f_y \geq 1,20$ -$f_{y,max}/f_y \leq 1,20$ - allungamento a rottura ≥ 20%; - $\varepsilon_u \geq 20\varepsilon_y$ Il rispetto di queste prescrizioni va garantito riportandole sui documenti di progetto.
3.2.3(1)	Nota	La temperatura minima di servizio da assumere nel progetto non deve essere superiore a quella minima ambientale del sito con periodo di ritorno di 50 anni per strutture non protette, non superiore alla temperatura di cui sopra, aumentata di 15 °C per strutture protette. Nel caso non si disponga di dati statistici locali di temperatura si potrà assumere come temperatura minima di servizio il valore di –25°C per strutture non protette e –10°C per strutture protette.
3.2.3(3)B	Nota B	Per il valore limite di resilienza per gli elementi compressi degli edifici si adotta la tabella 2.1 della EN 1993-1-10 per σ_{Ed}=0,25f_y (t)
3.2.4(1)B	Nota 3B	I valori di Z_{Ed}, devono essere valutati in accordo alla tabella 3.2, nel caso di edifici. Relativamente agli altri casi si rimanda alla EN 1993-1-10.
5.2.1(3)	Nota	Non sono ammessi valori limite di α_{cr} inferiori a quelli raccomandati, anche se supportati da metodologie di calcolo più accurate: - $\alpha_{cr} \geq 10$ per analisi elastiche; - $\alpha_{cr} \geq 15$ per analisi plastiche.
5.2.2(8)	Nota	Nessuna precisazione aggiuntiva.
5.3.2(3)	Nota	Si adottano i valori raccomandati nella tabella 5.1
5.3.2 (11)	Nota 2	Nessuna precisazione aggiuntiva
5.3.4(3)	Nota	Si adotta il valore raccomandato: k = 0,5
6.1(1)	Nota 1	Per le strutture non incluse nelle parti da 2 a 6 dell' EN 1993 si adottano gli stessi valori validi per i ponti riportati nell'appendice nazionale a UNI EN 1993-2 (Progettazione dei ponti di acciaio).

6.1(1)B	Nota 2B	Si adottano i seguenti valori per gli edifici: - γ_{M0}= 1,05; - γ_{M1}= 1,05; - γ_{M2}= 1,25.
6.3.2.2(2)	Nota	Si adottano i valori raccomandati nella tabella 6.3
6.3.2.3(1)	Nota	Si adottano i seguenti valori: $0,20 \leq \bar{\lambda}_{LT,0} \leq 0,40$ $0,75 \leq \beta \leq 1,0$ con le seguenti limitazioni <table><tr><th>Sezione retta</th><th>limiti h/b</th><th>Curva di stabilità</th></tr><tr><td rowspan="2">laminati sezioni - I</td><td>≤2</td><td>b</td></tr><tr><td>>2</td><td>c</td></tr><tr><td rowspan="2">saldati sezioni - I</td><td>≤2</td><td>c</td></tr><tr><td>>2</td><td>d</td></tr><tr><td colspan="2">Altre sezioni trasversali</td><td>d</td></tr></table>
6.3.2.3(2)	Nota	Si adotta la formulazione raccomandata: $f = 1 - 0,5(1 - k_c)\left[1 - 2,0(\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2\right]$ con $f \leq 1,0$
6.3.2.4(1)B	Nota 2B	Si adotta il valore raccomandato: $\bar{\lambda}_{c0} = \bar{\lambda}_{LT,0} + 0,1$
6.3.2.4(2)B	Nota B	Si adotta un fattore k_{fl} correttivo pari a 1,10, nel caso di profili laminati, e pari a 1,00 nel caso di profili in composizione saldata.
6.3.3(5)	Nota 2	Possono essere impiegate entrambe le metodologie.
6.3.4(1)	Nota	Il metodo può essere utilizzato quando i metodi riportati in 6.3.1, 6.3.2 e 6.3.3 non sono applicabili. Il metodo permette la verifica della resistenza nei confronti dell'instabilità laterale e latero-torsionale per elementi strutturali quali: singole membrature, composte o non, uniformi o non, con condizioni di vincolo complesse o non, strutture piane o sottostrutture composte da membrature soggette a compressione e/o flessione semplice nel piano, che non contengono cerniere plastiche rotazionali. I moltiplicatori dei carichi di progetto $\alpha_{u,ult,k}$ $\alpha_{cr,op}$, possono essere determinati tramite modelli numerici, purché convalidati con riferimento ad attendibili riscontri sperimentali.
7.2.1(1)B	Nota B	Si adottano i seguenti limiti per gli spostamenti verticali (δ_{max} freccia nello stato finale, depurata della monta iniziale; δ_2 variazione dovuta all'applicazione dei carichi variabili): - coperture in generale: $\delta_{max}/L \leq 1/200$, $\delta_2/L \leq 1/250$ - coperture praticabili: $\delta_{max}/L \leq 1/250$, $\delta_2/L \leq 1/300$ - solai in generale: $\delta_{max}/L \leq 1/250$, $\delta_2/L \leq 1/300$ - solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili: $\delta_{max}/L \leq 1/250$, $\delta_2/L \leq 1/350$ - solai che supportano colonne: $\delta_{max}/L \leq 1/400$, $\delta_2/L \leq 1/500$ Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio: $\delta_{max}/L \leq 1/250$ In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

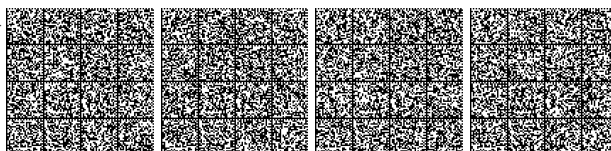
7.2.2(1)B	Nota B	Si adottano i seguenti valori per gli spostamenti orizzontali (Δ spostamento orizzontale in sommità; δ spostamento relativo di piano): - edifici industriali monopiano senza carroponte: δ/h≤1/150; - altri edifici monopiano: δ/h≤1/300; - edifici multipiano: δ/h≤1/300; Δ/H ≤ 1/500 In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.
7.2.3(1)B	Nota B	Quando necessario si adottano i seguenti limiti relativi alle vibrazioni degli impalcati: - solai caricati da persone: la frequenza naturale più bassa della struttura non deve in generale essere inferiore a 3Hz; - solai soggetti a eccitazioni cicliche: la frequenza naturale più bassa della struttura non deve in generale essere inferiore a 5Hz. In alternativa a tali limitazioni potrà condursi un controllo di accettabilità della percezione delle vibrazioni.
BB.1.3(3)B	Nota	Nessuna informazione aggiuntiva.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1993-1-2:2005

Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio
Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'Incendio

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA
alla UNI EN 1993-1-2:2005

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per la progettazione delle strutture di acciaio esposte all'incendio

APPENDICE NAZIONALE

UNI-EN1993-1-2 Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio

EN 1993-1-2 Eurocode 3 : Design of steel structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design

1. PREMESSA

Questa Appendice Nazionale contiene i parametri nazionali alla UNI-EN 1993-1-2 ed è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL.PP. in data 24/09/2010

2. INTRODUZIONE

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice Nazionale contiene al punto 3 le Decisioni sui Parametri Nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN 1993-1-2 relativamente ai seguenti paragrafi:

2.3 (1) nota	4.1(2) nota	4.2.3.6 (1) nota 2	4.2.4 (2) nota
2.3 (2) nota			

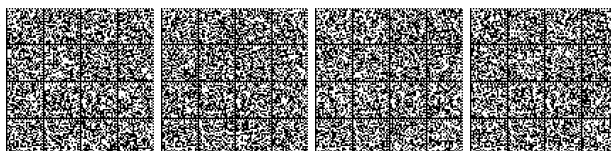
Le suddette Decisioni Nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere osservate quando si utilizzi, in Italia, la UNI-EN 1993-1-2.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente Appendice va tenuta presente quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN1993-1-2: Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio

3. DECISIONI NAZIONALI

Vengono qui di seguito riportati i parametri nazionali che si devono adottare per l'impiego dell'Eurocodice UNI-EN 1993-1-2

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
2.3(1)	Nota	Si adotta il valore raccomandato $\gamma_{M,fi} = 1,0$
2.3(2)	Nota	Si adotta il valore raccomandato $\gamma_{M,fi} = 1,0$
4.1 (2)	Nota	Non si forniscono indicazioni specifiche.
4.2.3.6 (1)	Nota 2	Si adotta il valore raccomandato $\theta_{crit} = 350°C$
4.2.4 (2)	Nota	Non si forniscono indicazioni specifiche
Utilizzo delle appendici informative		Le Appendici C, D, E mantengono il carattere informativo.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

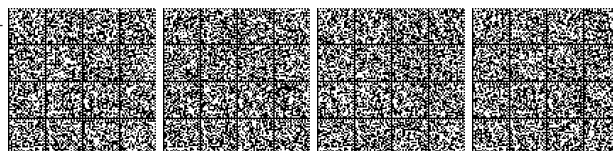
Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1993-1-3:2007

Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio
Parte 1-3: Regole generali-regole supplementari per l' impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA
alla UNI EN 1993-1-3:2007

Parametri adottati a livello nazionale

da utilizzare per le strutture in profili sottili di acciaio

Appendice nazionale

UNI-EN-1993-1-3 – Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio: Parte 1-3: Regole generali - Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo.

EN-1993-1-3 - Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-3: General rules – Supplementary rules for cold-formed members and sheeting

1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1993-1-1, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 24/09/2010

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN-1993-1-3 relativamente ai seguenti paragrafi:

2(3)P	8.3(13) Tav. 8.3	A.6.4(4)
2(5)	8.3(13) Tav. 8.4	E(1)
3.1(3) Nota 1	8.4(5)	
3.1(3) Nota 2	8.5.1(4)	
3.2.4(1)	9(2)	
5.3(4)	10.1.1(1)	
8.3(5)B	10.1.4.2(1)	
8.3(13) Tav. 8.1	A.1(1) Nota 2	
8.3(13) Tav. 8.2	A.1(1) Nota 3	

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1993-1-3.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando i si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1993-1-3: Regole generali - Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo.

3) Decisioni nazionali

<table>
<tr><th>Paragrafo</th><th>Riferimento</th><th>Parametro nazionale
- valore o prescrizione -</th></tr>
<tr><td>2(3)P</td><td></td><td>Si adottano i seguenti valori dei coefficienti parziali γ_M :
$\gamma_{M0} = 1{,}05$; $\gamma_{M1} = 1{,}05$; $\gamma_{M2} = 1{,}25$.
Per i ponti (stradali e ferroviari) si adottano i seguenti valori dei coefficienti parziali γ_M :
$\gamma_{M0} = 1{,}05$; $\gamma_{M1} = 1{,}10$; $\gamma_{M2} = 1{,}25$.</td></tr>
<tr><td>2(5)</td><td></td><td>Si adotta il valore raccomandato
$\gamma_{M,ser} = 1{,}00$.</td></tr>
<tr><td>3.1(3)</td><td>Nota 1</td><td>Non è accettata una riduzione dei valori nominali delle caratteristiche meccaniche (resistenza di snervamento f_{yb} e resistenza a rottura f_u).</td></tr>
<tr><td>3.1(3)</td><td>Nota 2</td><td>La tabella 3.1b di EN 1993-1-3 è sostituita dalla seguente tabella
<table>
<tr><th>Tipo di acciaio</th><th>Norma</th><th>Qualità degli acciai</th><th>f_{yk} [N/mm²]</th><th>f_{tk} [N/mm²]</th></tr>
<tr><td>Nastri e lamiere di acciaio per impieghi strutturali, zincati per immersione a caldo in continuo. Condizioni tecniche di fornitura.</td><td>UNI EN 10326</td><td>S250GD+Z
S280GD+Z
S320GD+Z
S350GD+Z</td><td>250
280
320
350</td><td>330
360
390
420</td></tr>
<tr><td>Prodotti piani laminati a caldo di acciai ad alto limite di snervamento per formatura a freddo. Condizioni di fornitura degli acciai ottenuti mediante laminazione termomeccanica.</td><td>UNI EN 10149-2</td><td>S 315 MC
S 355 MC
S 420 MC
S 460 MC</td><td>315
355
420
460</td><td>390
430
480
520</td></tr>
<tr><td>Prodotti piani laminati a caldo di acciai ad alto limite di snervamento per formatura a freddo. Condizioni di fornitura degli acciai normalizzati o laminati normalizzati.</td><td>UNI EN 10149-3</td><td>S 260 NC
S 315 NC
S 355 NC
S 420 NC</td><td>260
315
355
420</td><td>370
430
470
530</td></tr>
</table></td></tr>
<tr><td>3.2.4(1)</td><td></td><td>Si adottano le seguenti limitazioni:
pannelli e membrature 0,8 mm $\leq t_{cor} \leq$ 16 mm
(il limite inferiore può essere ridotto a 0,7 mm quando è garantita la pedonabilità dei pannelli o lamiere grecate);
collegamenti 0,8 mm (0,7 mm) $\leq t_{cor} <$ 4 mm
(per $t_{cor} \geq$ 4 mm si applica EN 1993-1-8).</td></tr>
<tr><td>5.3(4)</td><td></td><td>Si adottano i valori raccomandati:
$e_0/L = 1/600$ per analisi elastica; $e_0/L = 1/500$ per analisi plastica.</td></tr>
<tr><td>8.3(5)</td><td></td><td>Si adotta il fattore parziale raccomandato $\gamma_{M2} = 1{,}25$.</td></tr>
<tr><td>8.3(13)</td><td>Tav. 8.1</td><td>Nessuna informazione o prescrizione aggiuntiva.</td></tr>
<tr><td>8.3(13)</td><td>Tav. 8.2</td><td>Nessuna informazione o prescrizione aggiuntiva.</td></tr>
<tr><td>8.3(13)</td><td>Tav. 8.3</td><td>Nessuna informazione o prescrizione aggiuntiva.</td></tr>
<tr><td>8.3(13)</td><td>Tav. 8.4</td><td>Nessuna informazione o prescrizione aggiuntiva.</td></tr>
<tr><td>8.4(5)</td><td></td><td>Si adotta il fattore parziale raccomandato: $\gamma_{M2} = 1{,}25$.</td></tr>
<tr><td>8.5.1(4)</td><td></td><td>Si adotta il fattore parziale raccomandato $\gamma_{M2} = 1{,}25$.</td></tr>
</table>

9(2)		Nessuna informazione o prescrizione aggiuntiva.
10.1.1(1)		Nessuna informazione o prescrizione aggiuntiva sulla sperimentazione.
10.1.4.2(1)		Per le verifiche si adotta la curva di stabilità "b" raccomandata.
A.1(1)	Nota 2	Non si forniscono indicazioni o prescrizioni aggiuntive sulle procedure di sperimentazione.
A.1(1)	Nota 3	Si adottano i criteri raccomandati.
A6.4(4)		I fattori parziali γ_M determinati a seguito di sperimentazione devono essere determinati seguendo le indicazioni di EN 1990, ma non saranno comunque inferiori a: $\gamma_{M0} \geq 1{,}05$; $\gamma_{M1} \geq 1{,}05$; $\gamma_{M2} \geq 1{,}25$. Per i ponti (stradali e ferroviari) devono essere rispettate le seguenti limitazioni: $\gamma_{M0} \geq 1{,}05$; $\gamma_{M1} \geq 1{,}10$; $\gamma_{M2} \geq 1{,}25$.
E(1)		Nessuna limitazione o precisazione aggiuntiva.
Utilizzo delle appendici informative		Le Appendici informative B, C, D ed E conservano il carattere informativo."

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1993-1-4:2007

Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio Parte 1-4: Regole generali-regole supplementari per acciai inossidabili

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1993-1-4:2007

Parametri adottati a livello nazionale

da utilizzare per le strutture di acciaio inossidabile

Appendice nazionale

UNI-EN-1993-1-4 – Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio: Parte 1-4: Regole generali - Regole supplementari per acciai inossidabili.

EN-1993-1-4 - Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-4: General rules – Supplementary rules for stainless steels

1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1993-1-4, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 25/02/2011

2) Introduzione

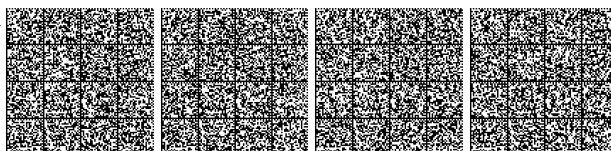
2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN-1993-1-4 relativamente ai seguenti paragrafi:

2.1.4(2)	5.5(1)	6.1(2)
2.1.5(1)	5.6(2)	6.2(3)
5.1(2)		

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1993-1-4.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando i si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1993-1-4: Regole generali - Regole supplementari per acciai inossidabili.

3) Decisioni nazionali

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
2.1.4(2)	Nota 2	Nessuna informazione o prescrizione aggiuntiva.
2.1.5(1)		Nessuna informazione o prescrizione aggiuntiva.
5.1(2)		Si adottano i valori raccomandati dei coefficienti parziali γ_M : γ_{M0} = 1,10 ; γ_{M1} = 1,10 ; γ_{M2} = 1,25. Tali valori si possono adottare anche per i ponti (stradali e ferroviari).
5.5(1)	Nota 1	Non si propongono formule alternative per i coefficienti k_y, k_z e k_{LT} e si adottano le formule raccomandate.
5.5(1)	Nota 2	Non si propongono formule di interazione alternative alle formule da 5.13 a 5.17 che vengono adottate.
5.6(2)	Nota	Si adotta il valore raccomandato η= 1,20.
6.1(2)	Nota 2	Non si propongono nuove formule aggiuntive.
6.2(3)	Nota	Si adottano i valori raccomandati del coefficiente α:
Utilizzo delle appendici informative		Le Appendici informative A e B conservano il carattere informativo.

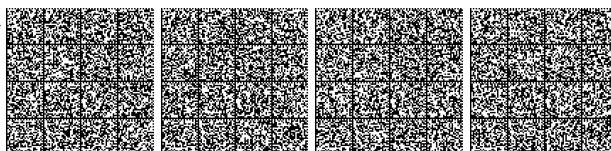
Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1993-1-5:2007

Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio
Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA
alla UNI EN 1993-1-5:2007

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per le strutture di acciaio a lastra

Appendice nazionale

UNI-EN-1993-1-5 – Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio: Elementi strutturali a lastra
EN-1993-1-5 - Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-5: Plated structural elements

1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1993-1-5, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. In data 25/02/2011

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN-1993-1-5 relativamente ai seguenti paragrafi:

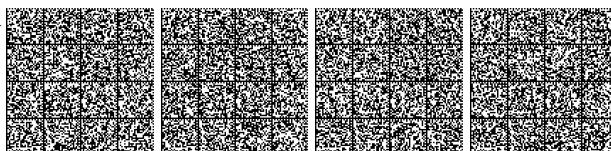
2.2(5)	Appendice A
3.3(1)	Appendice B
4.3(6)	Appendice C
5.1(2)	C.2(1)
6.4(2)	C.5(2)
8(2)	C.8(1)
9.1(1)	C.9(3)
9.2.1(9)	Appendice D
10(1)	D.2.2(2)
10(5)	

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1993-1-5.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando i si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1993-1-5 – Progettazione delle strutture in acciaio: Elementi strutturali a lastra.

3) Decisioni nazionali

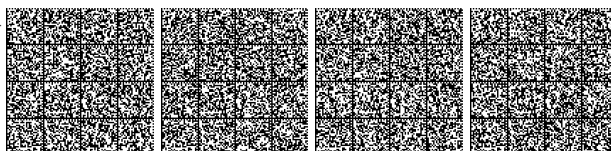
Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
2.2(5)	Nota 1	Si adotta il valore raccomandato $\rho_{lim} = 0,5$.
3.3(1)	Nota 1	Si adotta il metodo raccomandato c)
4.3(6)	Nota	Si adotta il valore raccomandato $\phi_h = 2,0$.
5.1(2)	Nota 2	Si adotta il valore raccomandato $\eta = 1,20$ per acciai fino al grado S460. Non è consentito l'uso di acciai di grado superiore.
6.4(2)	Nota	Nessuna informazione aggiuntiva. Si adottano le regole raccomandate.
8(2)	Nota	Nessuna informazione aggiuntiva.
9.1(1)	Nota	Nessuna informazione aggiuntiva.
9.2.1(9)	Nota	Si adotta il valore raccomandato $\theta = 6$.
10(1)	Nota 2	Nessuna limitazione all'impiego del metodo
10(5)	Nota 2	Nessuna informazione aggiuntiva.
Appendice A		L'appendice conserva il carattere "informativo"
Appendice B		L'appendice conserva il carattere "informativo"
Appendice C		L'appendice conserva il carattere "informativo"
C.2(1)	Nota	Nessuna limitazione all'uso di analisi FEM
C.5(2)	Nota 1	Si adotta il valore raccomandato.
C.8(1)	Nota 1	Si adotta il valore raccomandato.
C.9(3)	Nota	Si adottano, come raccomandato, i valori dei coefficienti parziali riportati nelle parti relative delle EN1993: $\gamma_{M1} = 1,05$; $\gamma_{M1} = 1,10$ per i ponti stradali e ferroviari, $\gamma_{M2} = 1,25$.
Appendice D		L'appendice conserva il carattere "informativo"
D.2.2(2)	Nota	Nessuna informazione aggiuntiva. Si adottano le formulazioni raccomandate.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1993-1-6:2007

Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio
Parte 1-6: Resistenza e stabilità delle strutture a guscio

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1993-1-6:2007

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per le strutture di acciaio a guscio

Appendice nazionale

UNI-EN-1993-1-6 – Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio: Parte 1- 6: Resistenza e stabilità delle strutture a guscio.
EN-1993-1-6 - Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-6: Strength and stability of shell structures

1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1993-1-6, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. In data 25/02/2011

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN-1993-1-6 relativamente ai seguenti paragrafi:

3.1(4)	8.4.4(4)
4.1.4(3)	8.4.5(1)
5.2.4(1)	8.5.2(2)
6.3(5)	8.5.2(4)
7.3.1(1)	8.7.2(7)
7.3.2(1)	8.7.2(16)
8.4.2(3)	8.7.2(18)
8.4.3(2)	8.7.2(18)
8.4.3(4)	9.2.1(2)

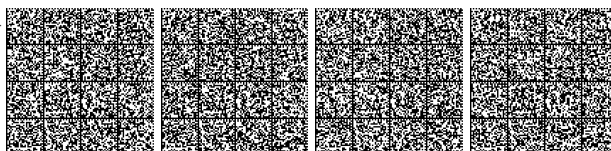
Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1993-1-6.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando i si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1993-1-6 – Progettazione delle strutture di acciaio: Resistenza e stabilità delle strutture a guscio.

3) Decisioni nazionali

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
3.1(4)	Nota	Il campo di applicazione della norma è limitato a temperature inferiori a 150° C. Non si forniscono indicazioni sulla proprietà dei materiali oltre tale temperatura.
4.1.4(3)	Nota	Si adotta il valore raccomandato N_f = 10'000.
5.2.4(1)	Nota	Si adotta il valore raccomandato$(r/t)_{min}$ = 25.
6.3(5)	Nota	Si adotta il valore raccomandato $\varepsilon_{mps} = 50\ f_{yd} / E$.
7.3.1(1)	Nota 2	Nessuna informazione aggiuntiva su regole di analisi più raffinate.
7.3.2(1)	Nota	Si adotta il valore raccomandato $\varepsilon_{p.eq.Ed} = 25\ f_{yd} / E$.
8.4.2(3)	Nota	Si adottano i valori raccomandati nella tabella 8.1.
8.4.3(2)	Nota	Si adottano i valori raccomandati nella tabella 8.2.
8.4.3(4)	Nota 1	Si adottano i valori raccomandati nella tabella 8.3.
8.4.4(4)	Nota 1	Si adottano i valori della tolleranza di concavità relativa raccomandati che sono riportati nella tabella 8.4.
8.5.2(2)	Nota	Si adotta il valore raccomandato γ_{M1} =1,1.
8.5.2(4)	Nota 1	Si adottano i valori indicati nell'Annesso D.
8.7.2(7)	Nota	Si adotta il valore raccomandato β = 0.1 radianti.
8.7.2(16)	Nota	Non si forniscono indicazioni aggiuntive circa l'andamento delle imperfezioni geometriche da introdurre nella modellazione numerica.
8.7.2(18)	Nota 1	Si adotta il valore raccomandato n_i = 25.
8.7.2(18)	Nota 2	Si adottano i valori raccomandati nella Tabella 8.5 .
9.2.1(2)P	Nota	Il fattore parziale γ_{Mf} viene assunto secondo la tabella 3.1 della norma EN 1993-1-9.

Gli Annessi A, B, C e D conservano valore normativo.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

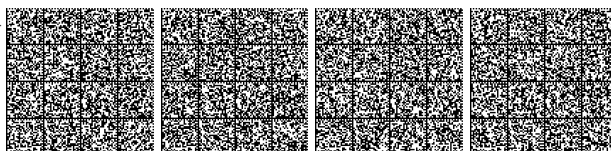
Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1993-1-7:2007

Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio
Parte 1-7: Strutture a lastra ortotropa caricate al di fuori del piano

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA
alla UNI EN 1993-1-7:2007

Parametri adottati a livello nazionale

da utilizzare per le strutture di acciaio a lastra ortotropa caricate al di fuori piano

Appendice nazionale

UNI-EN-1993-1-7 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-7: Strutture a lastra ortotropa caricate al di fuori del piano
EN-1993-1-7 - Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1- 7: Plated structures subject to out of plane loading

1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1993-1-7, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 25/02/2011

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN-1993-1-7 relativamente ai seguenti paragrafi:

6.3.2(4)

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1993-1-7.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando i si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1993-1-7 – Strutture a lastra ortotropa caricate al di fuori del piano

3) Decisioni nazionali

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
6.3.2(4)	Nota 1	Plasticizzazione ciclica. Limite delle deformazioni plastiche accumulate. Si adotta il valore raccomandato $n_{eq} = 25$.

Gli Annessi A, B e C mantengono valore informativo.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1993-1-8:2005

Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1993-1-8:2005

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per la progettazione dei collegamenti nelle strutture di acciaio

Appendice nazionale

UNI-EN-1993-1-8 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
EN-1993-1-8 - Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1- 8: Design of joints

1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1993-1- 8, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. In data 24/09/2010

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN-1993-1- 8 relativamente ai seguenti paragrafi:

2.2(2)

1.2.6 (Gruppo 6: rivetti)

3.1.1(3)

3.4.2(1)

5.2.1(2)

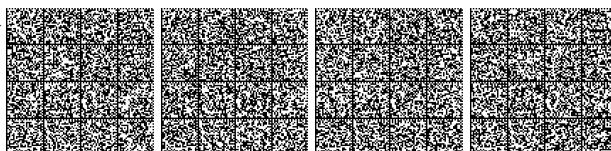
6.2.7.2(9)

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1993-1-8.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando i si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1993-1-8 – Progettazione delle strutture in acciaio - Progetto dei collegamenti.

3) Decisioni nazionali

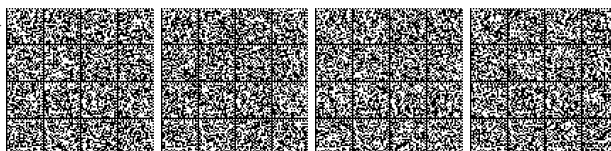
Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
1.2.6 (Gruppo 6: rivetti)	Nota	Nessuna normativa di riferimento aggiuntiva
2.2(2)	Nota	Si adottano i valori raccomandati nella tabella 2.1
3.1.1(3)	Nota	Si escludono i bulloni delle classi 4.8 e 5.8
3.4.2(1)	Nota	Quando il precarico non è esplicitamente considerato per la resistenza ad attrito, ma è richiesto ai fini della esecuzione o come requisito di qualità, il livello di precarico da applicare deve essere conforme alle indicazioni della EN 1090-2 par. 8.3.
5.2.1(2)	Nota	Non vengono fornite informazioni aggiuntive
6.2.7.2(9)	Nota	Non vengono definite altre situazioni nelle quali è possibile utilizzare l'equazione (6.26)

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1993-1-9:2005

Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio
Parte 1-9: Fatica

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1993-1-9:2005

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare nelle strutture di acciaio soggette a fatica

Appendice nazionale

UNI-EN-1993 – 1 – 9 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1 – 9 – Fatica

EN-1993 -1-9 – Eurocode 3 – Design of steel structure – Part 1 – 9 – Fatigue

1) **Premessa**

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1993 - 1 - 9, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 25/02/2011

2) **Introduzione**

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN1993 – 1 – 9 relativamente ai paragrafi

- 1.1(2) – 2 posizioni
- 2(2)
- 2(4)
- 3(2)
- 3(7)
- 5(2)
- 6.1(1)
- 6.2(2)
- 7.1(3)
- 7.1(5)
- 8(4)

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1993-1-9.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1993 – 1 – 9 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1 – 9 – Fatica.

3) Decisioni nazionali

Paragrafo	**Riferimento**	**Parametro nazionale - valore o prescrizione -**
- 1.1(2)	Nota 1	Non si forniscono indicazioni specifiche
- 1.1(2)	Nota 2	Non si forniscono indicazioni supplementari
- 2(2)	Nota	La formula (A.3) dell'Appendice normativa A è affetta da errore materiale, essa, infatti dovrebbe leggersi $\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2}\sqrt[m]{D_d} \leq \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}}$. Il ricorso alla formula (A.3) così corretta è ammesso limitatamente al caso in cui siano disponibili valori dei coefficienti di danneggiamento equivalente λ_i fondati su adeguata base scientifica. In ogni caso, ove rilevante, la scelta dell'esponente della radice, m, deve essere adeguatamente giustificata e deve comunque essere cautelativa. In altri termini è ammessa l'assunzione m=3 soltanto quando il danneggiamento effettivo da considerare è maggiore di quello di riferimento utilizzato per il calcolo di $\Delta\sigma_{E,2}$.
- 2(4)	Nota	Non si forniscono prescrizioni addizionali.
- 3(2)	Nota 2	Non si danno prescrizioni specifiche. In opere di particolare rilevanza il programma di ispezioni deve essere specificato caso per caso.
- 3(7)	Nota	Sono applicabili entrambi i metodi per la verifica a fatica. La scelta dipende dallo spettro di tensione, dal dettaglio, dalle conseguenze della crisi e dall'ispezionabilità e riparabilità del dettaglio stesso. Per i coefficienti parziali γ_{Mf} si adottano i valori raccomandati di tabella 3.1.
- 5(2)	Nota 2	Non si prescrivono limitazioni all'impiego delle sezioni di classe 4.
- 6.1(1)	Nota	I delta di tensione $\Delta\sigma$ da impiegare nelle verifiche debbono essere coerenti con quelli impiegati nella definizione delle curve S-N. Qualora si faccia riferimento alle tensioni di picco è necessario che le tensioni di calcolo siano determinate con le stesse modalità adottate per ricavare i valori sperimentali di picco.
- 6.2(2)	Nota	Non si forniscono informazioni aggiuntive.
- 7.1(3)	Nota 2	Si consente di effettuare il calcolo con riferimento a categorie di dettaglio determinate sperimentalmente secondo il procedimento indicato nella nota 1.
- 7.1(5)	Nota	Non si forniscono categorie di dettaglio aggiuntive.
- 8(4)	Nota 2	Vale quanto già indicato al precedente punto 2(2).

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1993-1-10:2005

Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio
Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA
alla UNI EN 1993-1-10:2005

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per le verifiche di resilienza di strutture di acciaio

Appendice nazionale

UNI-EN-1993-1-10 – Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore

EN-1993-1-10 - Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-10: Material toughness and through-thickness properties

1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1993-1-10, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. In data 24/09/2010

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN-1993-1-10 relativamente ai seguenti paragrafi:

2.2(5)

3.1(1)

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1993-1-10.
Inoltre al punto 4 della presente Appendice sono riportate alcune indicazioni aggiuntive che, senza contraddizioni con la UNI-EN-1993-1-10, forniscono informazioni aggiuntive e chiarimenti su alcune regole della UNI-EN-1993-1-10.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando i si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1993-1-10 – Progettazione delle strutture di acciaio – Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore.

3) Decisioni nazionali

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
2.2(5)	Nota 1	Si adotta il valore raccomandato: $\Delta T_R = 0°$
2.2(5)	Nota 3	Per elementi strutturali, la cui crisi può avere gravi conseguenze in termini di sicurezza ed economia, la validità dei valori degli spessori ammessi nella tabella 2.1 deve essere limitata con il seguente criterio: - per $\sigma_{ED} \geq 0{,}75\ f_y$: $T_{27J} \leq T_{ED} + 30$ °C - per $0{,}5\ fy < \sigma_{ED} < 0{,}75\ fy$: $T_{27J} \leq T_{ED} + 40$ °C
2.2(5)	Nota 4	L'uso della tabella 2.1 è consentito per gli acciai indicati nella tabella stessa fino al grado S460 compreso; è escluso, nell'ambito di EN 1993-1-1, l'impiego di acciaio di grado S 690.
3.1(1)	Nota	Si adotta la classe raccomandata: classe 1

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

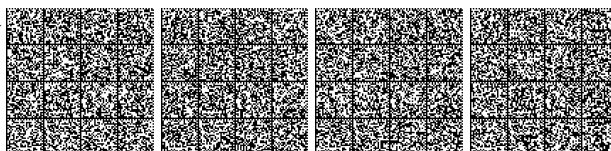
Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1993-1-11:2007

Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio
Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA
alla UNI EN 1993-1-11:2007

Parametri adottati a livello nazionale

da utilizzare nelle strutture di acciaio con elementi tesi

Appendice nazionale

UNI-EN-1993 – 1 – 11 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1 – 11 – Progettazione di strutture con elementi tesi

EN-1993 – 1- 11 – Eurocode 3 – Design of steel structure – Part 1 – 11 – Design of structures with tension components

1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1993 - 1 - 11, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 25/02/2011

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN1993 – 1 – 11 relativamente ai paragrafi

- 2.3.6(1)
- 2.3.6(2)
- 2.4.1(1)
- 3.1(1)
- 4.4(2)
- 4.5(4)
- 5.2(3)
- 5.3(2)
- 6.2(2)
- 6.3.2(1)
- 6.3.4(1)
- 6.4.1(1)P
- 7.2(2)
- A.4.5.1(1)
- A.4.5.2(1)
- B(6)

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1993-1-11.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1993 – 1 – 11 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1 – 11 – Progettazione di strutture con elementi tesi.

3) Decisioni nazionali

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione
2.3.6(1)	Nota	Per questa condizione transitoria si adottano i fattori parziali dei carichi relativi alla combinazione eccezionale. Per le verifiche degli elementi e dei collegamenti si adottano i fattori parziali γ_M previsti per le situazioni persistenti.
2.3.6(2)	Nota 1	Non si forniscono indicazioni supplementari.
2.4.1(1)	Nota	Fattori parziali dei carichi permanenti durante le fasi di montaggio. Si adottano i seguenti valori del fattore parziale dei carichi permanenti durante il montaggio: γ_G = 1,20 per breve periodo (poche ore) per il montaggio del primo strallo; γ_G = 1,30 per il montaggio degli stralli successivi; γ_G = 1,00 per gli effetti favorevoli (in generale); γ_G = 0,90 per gli effetti favorevoli (per verifiche EQU).
3.1(1)	Nota 6	Si adottano i valori raccomandati: fili di acciaio fili tondi – resistenza nominale 1'770 Nmm^{-2} ; fili sagomati - resistenza nominale 1'570 Nmm^{-2} ; fili di acciaio inossidabile – fili tondi - resistenza nominale 1'450 Nmm^{-2} .
4.4(2)	Nota 1	Non si forniscono prescrizioni specifiche.
4.5(4)	Nota 1	Non si forniscono indicazioni specifiche.
5.2(3)	Nota	Si adotta il valore raccomandato γ_P = 1,00.
5.3(2)	Nota	Non si forniscono informazioni aggiuntive.
6.2(2)	Nota 4	Si adottano i seguenti valori: presenza di misure atte a ridurre gli effetti di flessione agli ancoraggi γ_R = 1,00; assenza di misure atte a ridurre gli effetti di flessione agli ancoraggi γ_R = 1,10.
6.3.2(1)	Nota	Si adotta il valore raccomandato $\gamma_{M,ft}$ = 1,65.
6.3.4(1)	Nota	Per k si adotta il valore raccomandato k = 1,10.
6.4.1(1)P	Nota 1	Si adotta il fattore parziale raccomandato $\gamma_{M,ft}$ = 1,65.
7.2(2)	Nota 1	Si adottano i seguenti valori limiti Tensioni limite per le fasi costruttive f_{const} (tabella 7.1). Messa in tensione del primo componente (per poche ore) $f_{const} \leq 0,57\ \sigma_{uk}$ Dopo la messa in tensione di altri componenti $f_{const} \leq 0,52\ \sigma_{uk}$ Tensioni limite per le condizioni di servizio f_{sls} (tabella 7.2). Progetto a fatica tenendo conto degli effetti di flessione $f_{sls} \leq 0,47\ \sigma_{uk}$ Progetto a fatica trascurando gli effetti di flessione $f_{sls} \leq 0,43\ \sigma_{uk}$
A.4.5.1(1)	Nota	Non si forniscono indicazioni specifiche di prova.
A.4.5.2	Nota	Non si forniscono indicazioni specifiche di prova.
B(6)	Nota	Non si forniscono indicazioni specifiche di monitoraggio ed ispezione.

Le Appendici A, B e C conservano carattere informativo.

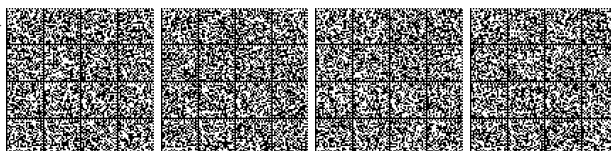
Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1993-1-12:2007

Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio
Parte 1-12: Regole aggiuntive per la estensione della EN 1993 fino agli acciai di grado S 700

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1993-1-12:2007

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per la estensione della EN 1993 fino agli acciai di grado S 700

Appendice nazionale

UNI-EN-1993 – 1 – 12 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1 – 12 – Regole aggiuntive per l'estensione della EN 1993 fino agli acciai di grado S 700

EN-1993 – 1 – 12 – Eurocode 3 – Design of steel structure – Part 1 – 12 – Additional rules for the extension of EN 1993 up to steel grades S 700

1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1993 - 1 - 12, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 25/02/2011

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN1993 – 1 – 12 relativamente ai paragrafi

– 2.1 (3.1(2))
– 2.1 (3.2.2(1))
– 2.1 (5.4.3(1))
– 2.1 (6.2.3(2))
– 2.8 (4.2(2))
– 3(1)

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1993-1-12.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1993 – 1 – 12 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1 – 12 – Regole aggiuntive per l'estensione della EN 1993 fino agli acciai di grado S 700.

3) <u>Decisioni nazionali</u>

Paragrafo	**Riferimento**	**Parametro nazionale - valore o prescrizione -**
- 2.1 (3.1(2))	Nota 1	Acciai di grado superiore a S460 e fino a S700 potranno essere utilizzati per la realizzazione di elementi strutturali od opere, previa autorizzazione del Servizio Tecnico Centrale su parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, autorizzazione che riguarderà l'utilizzo del materiale nelle specifiche tipologie strutturali proposte sulla base di procedure definite dal Servizio Tecnico Centrale. Per i tipi di acciaio da utilizzare e per le relative caratteristiche meccaniche si adottano i valori di tensione di snervamento raccomandati nelle tabelle 1 e 2. Si dovrà inoltre garantire che i valori delle tensioni di rottura siano pari al massimo tra il valore raccomandato e quello ottenuto applicando le indicazioni del successivo paragrafo 2.1 (3.2.2(1)).
- 2.1 (3.2.2(1))	Nota	Il rapporto fra i valori caratteristici della tensione di rottura f_{tk} (nominale) e la tensione di snervamento f_{yk} (nominale) deve essere maggiore di 1.10 e l'allungamento a rottura A_5, misurato su provino standard, deve essere non inferiore al 14%; - per la deformazione ultima si adotta il valore raccomandato ε_u=15 f_y/E. Per le zone dissipative delle strutture in zona sismica si adottano i seguenti valori: - $f_u/f_y \geq 1{,}20$ - $f_{y,max}/f_{y,k} \leq 1{,}20$ - allungamento a rottura ≥ 20% - $\varepsilon_u \geq 20\ \varepsilon_y$
- 2.1 (5.4.3(1))	Nota	Non si forniscono prescrizioni addizionali.
- 2.1 (6.2.3(2))	Nota	Si adotta il valore raccomandato $\gamma_{M12}=\gamma_{M2}=1.25$
- 2.8 (4.2(2))	Nota	Non sono previste restrizioni all'uso di elettrodi sottoresistenti.
- 3(1)	Nota	Non si prescrivono limitazioni specifiche.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1993-2:2007

Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio
Parte 2: Ponti di acciaio

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA
alla UNI EN 1993-2:2007

Parametri adottati a livello nazionale

da utilizzare per la progettazione dei ponti di acciaio

Appendice nazionale

UNI-EN-1993 – 2 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio

EN-1993 – 2 - Eurocode 3 – Design of steel structure – Part 2 – Steel bridges

1) **Premessa**

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1993 - 2, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 24/09/2010

2) **Introduzione**

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN1993 - 2 relativamente ai paragrafi

- 2.1.3.2(1)
- 2.1.3.3(5)
- 2.1.3.4(1)
- 2.1.3.4(2)
- 2.3.1(1)
- 3.2.3(2)
- 3.2.3(3)
- 3.2.4(1)
- 3.4(1)
- 3.5(1)
- 3.6(1)
- 3.6(2)
- 4(1)
- 4(4)
- 5.2.1(4)
- 5.4.1(1)
- 6.1(1)P
- 6.2.2.3(1)
- 6.2.2.4(1)

6.3.2.3(1)
6.3.4.2(1)
6.3.4.2(7)
- 7.1(3)
- 7.3(1)
- 7.4(1)
- 8.1.3.2.1(1)
- 8.1.6.3(1)
- 8.2.1.4(1)
- 8.2.1.5(1)
- 8.2.1.6(1)
- 8.2.10(1)
- 8.2.13(1)
- 8.2.14(1)
- 9.1.2(1)
- 9.1.3(1)
- 9.3.(1)P
- 9.3(2)P
- 9.4.1(6)

- 9.5.2(2)
- 9.5.2(3)
- 9.5.2(5)
- 9.5.2(6)
- 9.5.2(7)
- 9.5.3(2) (2 posizioni)
- 9.6(1) (2 posizioni)
- 9.7(1)
- A.3.3(1)P
- A 3.6(2)
- A.4.2.1.(2)
- A.4.2.1(3)
- A.4.2.1(4)
- A.4.2.4(2)
- C.1.1(2)
- C.1.2.2(1)
- C.1.2.2(2)
- E.2(1)

e alle indicazioni di carattere nazionale relative all'impiego delle appendici normative A, B e E delle appendici informative C e D per i ponti in acciaio.

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1993-2.

2.2. Documenti normativi di riferimento

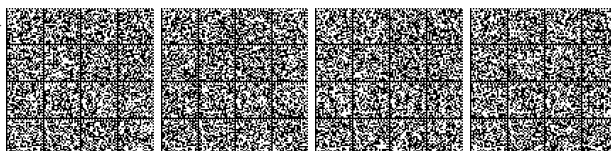
La presente appendice deve essere considerata quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1993 – 2 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 2 – Ponti in acciaio.

3) Decisioni nazionali

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
- 2.1.3.2(1)	Nota 1	Per ponti di dimensioni contenute o di importanza normale si adotta una vita nominale non inferiore a 50 anni. Per ponti di grandi dimensioni o di importanza strategica la vita nominale non può essere assunta minore di 100 anni.
- 2.1.3.3(5)	Nota	Non si danno raccomandazioni addizionali.
- 2.1.3.4(1)	Nota	Non si danno raccomandazioni addizionali.
- 2.1.3.4(2)	Nota 2	Sono applicabili entrambi i metodi per la verifica a fatica. La scelta dipende dallo spettro di tensione, dal dettaglio, dalle conseguenze della crisi e dall'ispezionabilità e riparabilità del dettaglio stesso.
- 2.3.1(1)	Nota 2	Non si forniscono informazioni addizionali.
- 3.2.3(2)	Nota 2	Non si forniscono informazioni addizionali.
- 3.2.3(3)	Nota	Si adottano i valori raccomandati della tabella 2.1 dell'EN 1993-1-10 per σ_{Ed}=0.25 $f_y(t)$.
- 3.2.4(1)	Nota	Si adottano i valori raccomandati in tabella 3.2.
- 3.4(1)	Nota	Non si forniscono informazioni specifiche.
- 3.5(1)	Nota	Non si forniscono informazioni aggiuntive.
- 3.6(1)	Nota	I guardavia debbono essere di tipo omologato secondo il DM Infrastrutture e Trasporti del 21/06/2004: "Aggiornamento delle istruzioni tecniche per la progettazione, l'omologazione e l'impiego delle barriere stradali di sicurezza e le prescrizioni tecniche per le prove delle barriere di sicurezza stradale". Per gli altri elementi non si forniscono indicazioni aggiuntive.
- 3.6(2)	Nota	Non si forniscono informazioni aggiuntive.
- 4(1)	Nota	Non si forniscono indicazioni specifiche.
- 4(4)	Nota	Non si forniscono informazioni aggiuntive.
- 5.2.1(4)	Nota	Non si forniscono indicazioni aggiuntive
- 5.4.1(1)	Nota	In situazioni di progetto eccezionali è ammesso il ricorso all'analisi plastica globale.
- 6.1(1)P	Nota 2	Si adottano i valori raccomandati dei coefficienti γ_{Mi}, ad eccezione del coefficiente γ_{M0}=1.05.
- 6.2.2.3(1)	Nota	Non si forniscono indicazioni aggiuntive
- 6.2.2.5(1)	Nota	Non si indica un metodo specifico
- 6.3.2.3(1)	Nota	Non si forniscono indicazioni aggiuntive
- 6.3.4.2(1)	Nota	Si adottano i valori raccomandati

- 6.3.4.2(7)	Nota	Si adotta il metodo raccomandato
- 7.1(3)	Nota	Non si forniscono indicazioni specifiche
- 7.3(1)	Nota 2	Si adotta il valore γ_{Mser}=1.05
- 7.4(1)	Nota	Non si indicano casi specifici
- 8.1.3.2.1(1)	Nota	È ammesso l'uso di bulloni iniettati, previa sperimentazione in Laboratorio ufficiale in accordo con 2.5 dell' EN 1993-1-1 Si può fare riferimento alle raccomandazioni relative al "progetto assistito da prove"
- 8.1.6.3(1)	Nota	È ammesso l'uso di connessioni ibride, in accordo con 3.9.3(1) dell'EN1993-1-8
- 8.2.1.4(1)	Nota	Saldature a parziale penetrazione sono ammesse limitatamente ad elementi secondari, non soggetti a fatica e non coinvolgenti la stabilità globale del ponte
- 8.2.1.5(1)	Nota	Saldature a bottone sono ammessè limitatamente agli elementi secondari, non soggetti a fatica e non coinvolgenti la stabilità globale del ponte
- 8.2.1.6(1)	Nota	Saldature a gola svasata sono ammesse limitatamente ad elementi secondari, non soggetti a fatica e non coinvolgenti la stabilità globale del ponte. Sono sempre consentite, invece, nei casi di accoppiamento di elementi tubolari con cordoni soggetti a prevalenti $\sigma_{//}$
- 8.2.10(1)	Nota	Nelle unioni di testa non sono ammesse connessioni a cordone d'angolo singolo o a parziale penetrazione da un solo lato.
- 8.2.13(1)	Nota	Non si forniscono informazioni addizionali
- 8.2.14(1)	Nota	Non si forniscono informazioni addizionali
- 9.1.2(1)	Nota	Non si forniscono indicazioni
- 9.1.3(1)	Nota	Non si forniscono indicazioni
- 9.3(1)P	Nota	Si adotta il valore raccomandato γ_{Ff}=1.00
- 9.3(2)P	Nota	Si adottano i valori raccomandati di γ_{Mf} (Tabella 3.1 della EN1993-1-9)
- 9.4.1(6)	Nota	Non si forniscono indicazioni ulteriori (vedi EN1991-2).
- 9.5.2(2)	Nota	Si adottano i valori raccomandati di λ_1 limitatamente alle travi semplicemente appoggiate e in assenza di valutazioni più raffinate. Per travi continue o schemi statici più complessi sono necessarie calibrazioni specifiche, considerando l'equivalenza in termini di danneggiamento. In questi casi per valutare λ_1 si può adottare un'espressione del tipo $\lambda_1 = \left(\frac{100 \cdot N_0}{2 \cdot 10^6}\right)^{\frac{1}{m}} \cdot \left(\frac{\sum_i n_i \cdot \Delta\sigma_i^m}{N_s \cdot \Delta\sigma_p^m}\right)^{\frac{1}{m}}$, dove $\Delta\sigma_P$ è il delta di tensione massimo indotto dal modello di fatica n. 3 dell'EN1991-2, N_0 è il flusso annuo di riferimento (N_0=0,5·10^6), la sommatoria è estesa allo spettro di tensione indotto dagli N_s veicoli dello spettro di carico, e m è un opportuno coefficiente dipendente dalla pendenza della curva S-N e dal flusso totale di veicoli.
- 9.5.2(3)	Nota	In assenza di valutazioni più raffinate, si adotta il valore raccomandato. Quando siano necessari calcoli più raffinati si può porre $\lambda_2 = k \cdot \frac{Q_{ml}}{Q_0} \cdot \sqrt[m]{\frac{N_{obs}}{N_0}}$, con $k = \frac{D_{ef}}{D_v} \cdot \frac{Q_0}{Q_{ml}}$, in cui D_v è il danneggiamento prodotto da N_0 veicoli di fatica e D_{ef} è il danneggiamento

		prodotto da N_0 veicoli reali. Per m si deve adottare un opportuno valore dipendente dalla forma della curva S-N e da N_{obs}.
-9.5.2(5)	Nota	Si adotta il valore raccomandato t_{Ld}=100 anni.
- 9.5.2(6)	Nota	In assenza di valutazioni più raffinate, per λ_4 si può adottare il valore $\lambda_4(l,N_1)=\sqrt[5]{\frac{N_1^*}{N_1}+\sum_i\left[\frac{N_i^*}{N_1}\cdot\left(\frac{\eta_i}{\eta_1}\right)^5\right]+\sum_i\left[\frac{N_{comb}}{N_1}\cdot\left(\frac{\eta_{comb}}{\eta_1}\right)^5\right]}$, in cui N_1 è il flusso sulla prima corsia, N_i è il flusso sulla i-esima corsia, η_i la massima ordinate della superficie di influenza corrispondente all'i-esima corsia, N_i^* il flusso dei veicoli non interagenti sull'i-esima corsia, N_{comb} il numero di veicoli interagenti sull'i-esima corsia e η_{comb} l'ordinata globale della superficie di influenza per le corsie interagenti, essendo la seconda sommatoria estesa a tutte le combinazioni rilevanti di veicoli dello spettro su più corsie. Nel caso significativo di due corsie soggette allo stesso flusso, si può assumere $\lambda_4=\sqrt[5]{\frac{\eta_1+\eta_2}{\eta_1}}\cdot\left(1.03+0.01\cdot\frac{L\cdot N}{\nu\cdot 10^6}\right)$ in cui L è la lunghezza base della superficie di influenza in m, v è la velocità media dei veicoli pesanti in m/s, e η_1 e η_2, $\eta_1 \geq \eta_2$, sono i coefficienti d'influenza delle due corsie, rispettivamente.
- 9.5.2(7)	Nota	Si adottano i valori raccomandati di λ_{max}.
- 9.5.3(2)	Nota 1	Non si forniscono informazioni addizionali
- 9.5.3(2)	Nota 3	Non si adottano i valori di λ_1 raccomandati. I valori di λ_1 da adottare debbono essere opportunamente adattati al caso specifico, considerando l'equivalenza in termini di danneggiamento.
- 9.6(1)	Nota 1	Non si prevedono esclusioni a priori di dettagli.
- 9.6(1)	Nota 2	Non si forniscono indicazioni addizionali.
- 9.7(1)	Nota	Non si forniscono indicazioni specifiche.
- A.3.3(1)P	Nota	Si adottano i valori raccomandati γ_μ=2.00 per l'attrito di acciaio su acciaio e γ_μ=1.20 per l'attrito di acciaio su calcestruzzo.
- A 3.6(2)	Nota	Si adottano i valori raccomandati di α (tabella A.2), ove n è il numero di appoggi.
- A.4.2.1.(2)	Nota	Non si forniscono indicazioni addizionali.
- A.4.2.1(3)	Nota	Si adottano per ΔT_0 i valori raccomandati di tabella A.4.
- A.4.2.1(4)	Nota 1	La variazione termica addizionale ΔT_γ deve soddisfare la relazione $\lvert\Delta T_\gamma\rvert \geq 5\,°C$.
- A.4.2.4(2)	Nota	Non si forniscono informazioni addizionali.
- C.1.1(2)	Nota	Le indicazioni fornite hanno carattere meramente informativo e non implicano in nessun caso soddisfacimento automatico delle verifiche a fatica.
- C.1.2.2(1)	Nota 1	Si adottano i valori raccomandati, eccezion fatta per il punto 1: per lo spessore minimo la lamiera d'impalcato si adotta t≥12 mm.
- C.1.2.2(1)	Nota 2	La nota 2 è eliminata.
- C.1.2.2(2)	Nota	I valori indicati in figura C4 hanno fini esclusivamente informativi

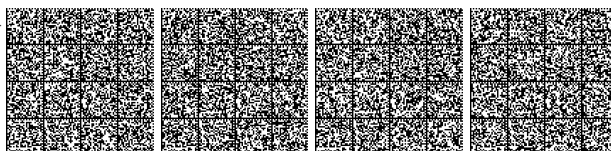
- E.2(1)	Nota	Il fattore di combinazione è da assumersi uguale a 1.00.
Utilizzo appendici informative		Le Appendici A, B, C, D e E mantengono il carattere informativo.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1993-3-1:2007

Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio
Parte 3-1: Torri, pali e ciminiere- Torri e pali

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1993-3-1:2007

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per torri e pali di acciaio

Appendice nazionale

UNI-EN-1993-3-1 – Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio: Parte 3-1: Torri, pali e ciminiere – Torri e pali.
EN-1993-3-1 - Eurocode 3: Design of steel structures – Part 3-1: Towers, masts and chimneys – Towers and masts

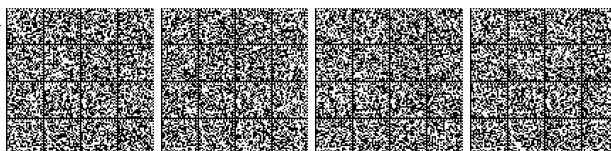
1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1993-3-1, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 25/02/2011

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN-1993-3-1 relativamente ai seguenti paragrafi:

- 2.1.1(3)P
- 2.3.1(1)
- 2.3.2(1)
- 2.3.6(2)
- 2.3.7(1)
- 2.3.7(4)
- 2.5(1)
- 2.6(1)
- 4.1(1)
- 4.2(1)
- 5.1(6)
- 5.2.4(1)
- 6.1(1)
- 6.3.1(1)
- 6.4.1(1)
- 6.4.2(2)
- 6.5.1(1)
- 7.1(1)
- 9.5(1)
- A.1(1)
- A.2(1)P (2 places)
- B.1.1(1)
- B.2.1.1(5)
- B.2.3(1)
- B.3.2.2.6(4)
- B.3.3(1)
- B.3.3(2)
- B.4.3.2.2(2)
- B.4.3.2.3(1)
- B.4.3.2.8.1(4)
- C.2(1)
- C.6.(1)
- D.1.1(1)
- D.1.2(2)
- D.3(6) (2 places)
- D.4.1(1)
- D.4.2(3)
- D.4.3(1)

- D.4.4(1)
- F.4.2.1(1)
- F.4.2.2(2)
- G.1(3)
- H.2(5)
- H.2(7)

Nota: questo riferimento [B2.3(3)] è stato eliminato nel "Corrigendum" – Doc. TC 250 SC3 N1673E9.

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1993-3-1.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando i si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1993-3-1 – Progettazione delle strutture di acciaio: Parte 3-1: Torri, pali e ciminiere – Torri e pali.

3) Decisioni nazionali

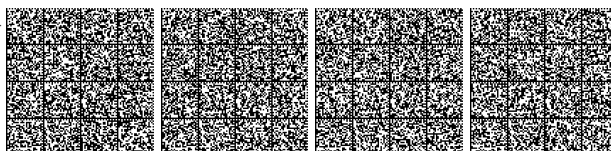
Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
2.1.1(3)P	Nota	Si adottano le procedure raccomandate riportate nell'Annesso E.
2.3.1(1)	Nota	Si adotta la raccomandazione di fare riferimento all'annesso B.
2.3.2(1)	Nota	Si adotta la raccomandazione di fare riferimento all'annesso C.
2.3.6(2)	Nota 1	Si adottano i valori seguenti: carico variabile sulle piattaforme 2 kNm^{-2}; carico variabile sui parapetti 1 kNm^{-1}.
2.3.7(1)	Nota	Non si forniscono indicazioni aggiuntive.
2.3.7(4)	Nota	Non si forniscono indicazioni aggiuntive.
2.5(1)	Nota	Non si forniscono indicazioni aggiuntive.
2.6(1)	Nota	La vita di servizio dovrà essere correlata a quella dell' impianto e al piano di manutenzione previsto.
4.1(1)	Nota 1	Non si forniscono indicazioni aggiuntive.
4.2(1)	Nota	Non si forniscono indicazioni specifiche.
5.1(6)	Nota	Non si forniscono indicazioni aggiuntive.
5.2.4(1)	Nota	Non si forniscono indicazioni aggiuntive.
6.1(1)	Nota 1	Si adottano i seguenti valori dei fattori parziali delle resistenze: - γ_{M0}= 1,05; - γ_{M1}= 1,05; - γ_{M2}= 1,25; - γ_{Mg}= 2,00 (stralli); - γ_{Mi}= 2,50 (isolatori).
6.3.1(1)	Nota 1	Non si forniscono prescrizioni per la scelta tra i due metodi proposti
6.4.1(1)	Nota	Si adottano i seguenti valori, raccomandati nella Tabella 2.1 della EN 1993-1-8, dei fattori parziali delle resistenze: - γ_{M2}= 1,25 Resistenza bulloni, chiodi, connessioni a perno, saldature e piatti a contatto; - γ_{M3}= 1,25 Resistenza a scorrimento - SLU; - γ_{M3}= 1,10 Resistenza a scorrimento - SLE; - $\gamma_{M6,ser}$ = 1,00 Resistenza connessioni a perno - SLE; - γ_{M7}= 1,10 Precarico di bulloni ad alta resistenza.
6.4.2(2)	Nota	Non si forniscono prescrizioni aggiuntive.
6.5.1(1)	Nota	Non si forniscono indicazioni aggiuntive.
7.1(1)	Nota	Non si forniscono indicazioni aggiuntive riguardo agli stati limiti di servizio e si adotta il fattore parziale raccomandato.

<table>
<tr><td>9.5(1)</td><td>Nota</td><td>Si adottano i valori dei fattori parziali raccomandati: γ_{Ff}=1,00 e γ_M come indicato nella Tabella 3.1 della EN 1993-1-9</td></tr>
<tr><td>A.1(1)</td><td>Nota</td><td>Si adotta una sola classe di affidabilità, corrispondente alla classe 2 della tabella A.1.</td></tr>
<tr><td>A.2(1)P</td><td>Nota 2</td><td>La tabella A.2 viene modificata nel modo seguente

Table A.2 Partial factors for permanent and variable actions
<table><tr><td>Tipo di effetto</td><td>Classe di affidabilità</td><td>Azioni Permanenti</td><td>Azioni Variabili (Qs)</td></tr><tr><td>Sfavorevole</td><td>2</td><td>1.35</td><td>1.50</td></tr><tr><td>Favorevole</td><td>2</td><td>1.00</td><td>0.00</td></tr><tr><td colspan="2">Situazioni Eccezionali</td><td>1.00</td><td>1.00</td></tr></table></td></tr>
<tr><td>A.2(1)P</td><td>Nota 3</td><td>Non si forniscono indicazioni per l' analisi dinamica degli effetti del vento.</td></tr>
<tr><td>B.1.1(1)</td><td>Nota</td><td>Non si forniscono indicazioni aggiuntive.</td></tr>
<tr><td>B.2.1.1(5)</td><td>Nota</td><td>Non si forniscono indicazioni aggiuntive.</td></tr>
<tr><td>B.2.3(1)</td><td>Tabella B.2.1 Nota 4</td><td>Si adottano i valori proposti in Tabella</td></tr>
<tr><td>B.2.3(1)</td><td>Tabella B.2.2 Nota</td><td>Si adottano i valori proposti in Tabella</td></tr>
<tr><td>B.3.2.2.6(4)</td><td>Nota 1</td><td>Si adotta il valore raccomandato K_x = 1,00.</td></tr>
<tr><td>B.3.3(1)</td><td>Nota</td><td>Non si forniscono indicazioni aggiuntive.</td></tr>
<tr><td>B.3.3(2)</td><td>Nota</td><td>Non si forniscono indicazioni aggiuntive.</td></tr>
<tr><td>B.4.3.2.2(2)</td><td>Nota 2</td><td>Si adotta il valore raccomandato K_s = 3,50.</td></tr>
<tr><td>B.4.3.2.3(1)</td><td>Nota 2</td><td>Si adotta il valore raccomandato K_s = 3,50.</td></tr>
<tr><td>B.4.3.2.8.1(4)</td><td>Nota 1</td><td>Si adotta il valore raccomandato K_x = 1,00.</td></tr>
<tr><td>C.2(1)</td><td>Nota</td><td>Non si forniscono indicazioni aggiuntive.</td></tr>
<tr><td>C.6(1)</td><td>Nota</td><td>Si adottano i valori raccomandati.</td></tr>
<tr><td>D.1.1(2)</td><td>Nota</td><td>Non si forniscono indicazioni aggiuntive.</td></tr>
<tr><td>D.1.2(2)</td><td>Nota</td><td>Non si forniscono indicazioni aggiuntive.</td></tr>
<tr><td>D.3(6)</td><td>Nota 1</td><td>Non si forniscono indicazioni aggiuntive.</td></tr>
<tr><td>D.3(6)</td><td>Nota 2</td><td>Non si forniscono indicazioni.</td></tr>
</table>

D.4.1(1)	Nota	Non si forniscono ulteriori informazioni
D.4.2(3)	Nota	Non si forniscono indicazioni.
D.4.3(1)	Nota	Non si forniscono indicazioni.
D.4.4(1)	Nota	Non si forniscono indicazioni.
F.4.2.1(1)	Nota	Si adotta il valore raccomandato.
F.4.2.2(2)	Nota	Si adotta il valore raccomandato.
G.1(3)	Nota	Si adottano i valori raccomandati del fattore di riduzione della resistenza η.
H.2(5)	Nota	Nel caso in cui la distanza dei collegamenti intermedi superi i limiti fissati al punto 6.4.4. di EN 1993-1-1 si può fare riferimento alle indicazioni seguenti. La verifica dell'asta può condursi come per un'asta semplice, ma assumendo una snellezza equivalente pari a: $\lambda_{eq} = (\lambda^2 + \lambda_1^2)^{0.5}$. Dove: λ snellezza effettiva dell'asta; $\lambda_1 = L_0 / i_{1min}$ L_0 interasse dei collegamenti; i_{1min} raggio minimo di inerzia dell'angolare singolo; con la limitazione: $\lambda_1 \leq 50$ per S235 ed S275; $\lambda_1 \leq 40$ per S355 ed S 430. I collegamenti intermedi devono essere almeno in numero di due [2] e devono essere costituiti da una piastra di imbottitura saldata o collegata con almeno due [2] bulloni (precaricati ad attrito o in accoppiamento di precisione, definito al successivo punto H.2(7) – Nota 2).
H.2(7)	Nota 2	Il collegamento, se bullonato, deve essere costituito da almeno due bulloni disposti secondo l'asse della membratura in accoppiamento di precisione (gioco foro bullone pari a 0.3 mm per bulloni sino a M20, 0.5 mm per bulloni di diametro superiore).

Gli Annessi A e D conservano valore normativo.

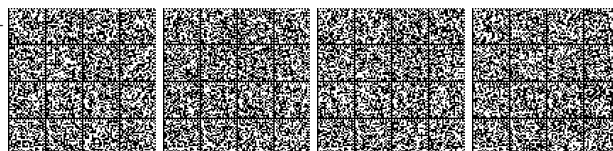
Gli Annessi B, C, E, F, G ed H conservano valore informativo.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1993-3-2:2007

Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio
Parte 3-2: Torri, pali e ciminiere- Ciminiere

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1993-3-2:2007

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per le ciminiere di acciaio

Appendice nazionale

UNI-EN-1993-3-2 – Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio: Parte 3-1: Torri, pali e ciminiere – Ciminiere.
EN-1993-3-2 - Eurocode 3: Design of steel structures – Part 3-1: Towers, masts and chimneys – Chimneys

1) **Premessa**
Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1993-3-2, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 25/02/2011

2) **Introduzione**
2.1. Campo di applicazione
Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN-1993-3-2 relativamente ai seguenti paragrafi:

- 2.3.3.1(1)
- 2.3.3.5(1)
- 2.6(1)
- 4.2(1)
- 5.1(1)
- 5.2.1(3)
- 6.1(1)P
- 6.2.1(6)
- 6.4.1(1)
- 6.4.2(1)
- 6.4.3(2)
- 7.2(1)
- 7.2(2)
- 9.1(3)
- 9.1(4)
- 9.5(1)
- A.1(1)
- A.2(1) (2 places)
- C.2(1)

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1993-3-2.

2.2. Documenti normativi di riferimento
La presente appendice deve essere considerata quando i si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1993-3-2 – Progettazione delle strutture di acciaio: Parte 3-2: Torri, pali e ciminiere – Ciminiere.

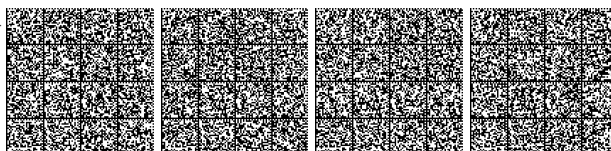
3)Decisioni nazionali

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
2.3.3.1(1)	Nota 1	Si adottano i valori seguenti: carico variabile sulle piattaforme 2 kNm^{-2}; carico variabile sui parapetti 1 kNm^{-1}.
2.3.3.5(1)	Nota 1	Si può fare riferimento ad ISO 12494.
2.6(1)	Nota	La vita di servizio dovrà essere correlata a quella dell' impianto e al piano di manutenzione previsto.
4.2(1)	Nota	Si adottano i valori raccomandati nella Tabella 4.1.
5.1(1)	Nota	Non si forniscono indicazioni specifiche.
5.2.1(3)	Nota	Si adottano i criteri raccomandati.
6.1(1)P	Nota	Si adottano i seguenti valori dei fattori parziali delle resistenze: - γ_{M0}= 1,05; - γ_{M1}= 1,15 - γ_{M2}= 1,25.
6.2.1(6)	Nota	Si adottano le limitazioni raccomandate.
6.4.1(1)	Nota	Si adottano i seguenti valori dei fattori parziali delle resistenze: - γ_{M2}= 1,25 Resistenza bulloni, chiodi, connessioni a perno, saldature e piatti a contatto; - γ_{M3}= 1,25 Resistenza a scorrimento - SLU; - γ_{M3}= 1,10 Resistenza a scorrimento - SLE; - $\gamma_{M6,ser}$ = 1,00 Resistenza connessioni a perno - SLE; - γ_{M7}= 1,10 Precarico di bulloni ad alta resistenza.
6.4.2(1)	Nota	Non si forniscono indicazioni aggiuntive.
6.4.3(2)	Nota 1	Non si forniscono indicazioni aggiuntive.
7.2(1)	Nota	Si adotta il valore raccomandato δ_{max} = h / 50.
7.2(2)	Nota 2	Si fa riferimento alla sola classe di affidabilità 2 e si adotta il valore raccomandato in tabella 7.1.
9.1(3)	Nota 1	Non si forniscono indicazioni aggiuntive.
9.1(4)	Nota	Non si forniscono indicazioni aggiuntive.
9.5(1)	Nota	Si adottano i valori dei fattori parziali raccomandati γ_{Ff}=1,00 e γ_M come indicato nella Tabella 3.1 della EN 1993-1-9.
A.1(1)	Nota	Si adotta una sola classe di affidabilità, corrispondente alla classe 2 della tabella A.1.
A.2(1)	Nota 2	La tabella A.2 viene modificata nel modo seguente (vedi Tabella A.2 sotto)
A.2(1)	Nota 3	Non si forniscono indicazioni specifiche.
C.2(1)	Nota	Non si forniscono indicazioni aggiuntive.

Tabella A.2 Fattori parziali per le azioni permaneti e variabili

Tipo di effetto	Classi di affidabilità	Azioni Permanenti	Azioni Variabili (Qs)
Sfavorevole	2	1.35	1.50
Favorevole	2	1.00	0.00
Situazioni Eccezionali		1.00	1.00

L'Annesso A conserva valore normativo.

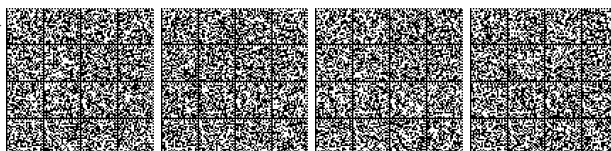
Gli Annessi B, C, D ed E conservano valore informativo.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1993-4-1:2007

Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio
Parte 4-1: Silos

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1993-4-1:2007

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per i silos di acciaio

Appendice nazionale

UNI-EN-1993-4-1 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio: Parte 4-1: Silos.
EN-1993-4-1 - Eurocode 3: Design of steel structures – Part 4-1: Silos

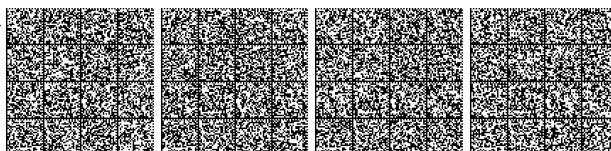
1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1993-4-1, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 25/02/2011

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN-1993-4-1 relativamente ai seguenti paragrafi:

2.2 (1)	Classi di conseguenze.
2.2 (3)	Classi di conseguenze.
2.9.2.2 (3)	Coefficienti parziali γ_{Mi}.
3.4 (1)	Acciai speciali
4.1.4 (2) and (4)	Riduzioni di spessore Δt_a per corrosione o abrasione
4.2.2.3 (6)	Interasse limite delle nervature verticali (calcolo a piastra . equivalente)
4.3.1 (6)	Interasse limite delle nervature orizzontali (calcolo a piastra ortotropa equivalente)
4.3.1 (8)	Larghezza di lamiera collaborante
5.3.2.3 (3)	Coefficiente di efficienza dei giunti a sovrapposizione
5.3.2.4 (10)	Distribuzione armonica equivalente
5.3.2.4 (12)	Eccentricità dello sforzo normale nei giunti a sovrapposizione
5.3.2.4 (15)	Coefficiente di riduzione per l'instabilità
5.3.2.5 (10)	Coefficiente di imperfezione per l'instabilità
5.3.2.5 (14)	Coefficiente di rigidezza
5.3.2.6 (3)	Coefficiente di rigidezza
5.3.2.6 (6)	Coefficiente di imperfezione per l'instabilità
5.3.2.8 (2)	Numero minimo di cicli significativo per la verifica a fatica
5.3.3.5 (1)	Coefficiente di rigidezza
5.3.3.5 (2)	Coefficiente per la lunghezza di diffusione
5.3.4.3.2 (2)	Coefficiente di imperfezione per l'instabilità
5.3.4.3.3 (2)	Interasse limite delle nervature (calcolo a piastra ortotropa equivalente)
5.3.4.3.3 (5)	Coefficiente di imperfezione per l'instabilità
5.3.4.3.4 (5)	Rigidezza equivalente della parete
5.3.4.5 (3)	Distanza minima tra le nervature
5.4.4 (2)	Criteri per l'applicazione della teoria membranale dei gusci in presenza di carichi assialsimmetrici
5.4.4 (3)	Rigidezza flessionale minima
5.4.4 (4)	Altezza minima del guscio
5.4.7 (3)	Azioni di sollevamento dovute al vento
5.5.2 (3)	Rigidezza minima degli irrigiditori in presenza di aperture
5.6.2 (1)	Limiti di deformabilità orizzontale (SLS)
5.6.2 (2)	Limiti di deformabilità radiale (SLS)
6.1.2 (4)	Incremento del coefficiente parziale γ_{M0g} nei sili di classe 1,

	ove si trascurino gli stati limite di plasticità ciclica e di fatica.
6.3.2.3 (2)	Forze meridiane nelle tramogge: effetti di asimmetria
6.3.2.3 (4)	Resistenza di progetto della tramoggia nel giunto di transizione
6.3.2.7 (3)	Resistenza di progetto all'instabilità della tramoggia
7.3.1 (4)	Resistenza di progetto all'instabilità di coperture coniche
8.3.3 (4)	Instabilità nel piano – Angolo limite di apertura del cono
8.4.1 (6)	Omissione della verifica di stabilità nel piano di giunzioni
8.4.2 (5)	Omissione della verifica di stabilità nel piano di giunzioni
8.5.3 (3)	Rigidezza flessionale minima dell'anello di base
9.5.1 (3)	Coefficienti di forma per le pressioni esercitate da solidi in grani grossi
9.5.1 (4)	Coefficienti di stato di carico
9.5.2 (5)	Freccia iniziale massima di tiranti
9.8.2 (1)	Freccia globale massima
9.8.2 (2)	Freccia locale massima dei pannelli
A.2 (1)	Coefficiente di amplificazione degli sforzi di membrana
A.2 (2)	Coefficiente di amplificazione degli sforzi di membrana
A.3.2.1 (6)	Coefficiente di efficienza dei giunti a sovrapposizione
A.3.2.2 (6)	Coefficiente parziale γ_{M1}
A.3.2.3 (2)	Pressione esterna, depressione interna e vento
A.3.3 (1)	Incremento del coefficiente parziale γ_{M0g}
A.3.3 (2)	Coefficiente di intensificazione degli sforzi per dissimmetria
A.3.3 (3)	Tensioni meridiane di membrana alla sommità della tramoggia
A.3.4 (4)	Coefficiente parziale γ_{M0}

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1993-4-1.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando i si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1993-4-1 – Progettazione delle strutture di acciaio: Silos.

3) Decisioni nazionali

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione
2.2(1)	Nota	Le classi di conseguenze per i silos sono definite in funzione soltanto della dimensione e del tipo di azione da considerare, come indicato al §2.2(3).
2.2(3)	Nota	In funzione della dimensione e del tipo di azione da considerare, si adottano le classi indicate nella Tabella 2.1. Le classi di capacità dei silos sono definite in funzione dei valori raccomandati dei limiti W_{1a}, W_{1b}, W_{3c}, W_{3b}, W_{3c}.
2.9.2.2(3)	Nota	Si adottano i seguenti valori: γ_{M0}=1,05; γ_{M1}=1,15; γ_{M2}=1,25; γ_{M4}=1,05; γ_{M5}=1,25; γ_{M6}=1,10.
3.4(1)	Nota	Non si forniscono informazioni specifiche.
4.1.4 (2)	Nota	Si adotta il valore raccomandato Δt_s=2 mm, salvo considerare spessori maggiori ove richiesto dall'impiego specifico.
4.1.4. (4)	Nota 1	Non vengono date informazioni specifiche
4.2.2.3(6)	Nota	Ai fini del calcolo delle tensioni nelle nervature e nella parete, l'area delle nervature può essere conglobata in quella della parete, purché l'interasse delle nervature sia non maggiore di $n_{vs}\cdot(rt)^{0,5}$: Per n_{vs} si adotta il valore raccomandato n_{vs}=5.
4.3.1(6)	Nota	Ai fini del calcolo a piastra ortotropa delle tensioni nelle nervature e nella parete, l'area delle nervature orizzontali può essere conglobata in quella della parete, purché l'interasse delle nervature sia non maggiore di $n_s\cdot t$. Per n_s si adotta il valore raccomandato n_s=40.
4.3.1(8)	Nota	La larghezza di lamiera collaborante è data da $n_{ew}\cdot t$. Per n_{ew} si adotta il valore n_{ew}=15.
5.3.2.3(3)	Nota	Si adottano i valori raccomandati. per j_i
5.3.2.4(10)	Nota	Si adotta il valore raccomandato ψ_b=0,40.
5.3.2.4(12)	Nota	Si adottano i valori raccomandati: α_L=0,7 α; k_1=0,5; k_2=0,25.
5.3.2.4(15)	Nota	Si adottano i valori raccomandati: β=0,6; η=1,0.
5.3.2.5(10)	Nota	Si adotta il valore raccomandato α_n=0,5.
5.3.2.5(14)	Nota	Si adotta il valore raccomandato k_f=0,1.
5.3.2.6(3)	Nota	Si adotta il valore raccomandato k_s=0,1.
5.3.2.6(6)	Nota	Si adotta il valore raccomandato α_t=0,8.
5.3.2.8 (2)	Nota	Si adotta il valore raccomandato N_f=10000.
5.3.3.5(1)	Nota	Si adotta il valore raccomandato k_s=0,1.
5.3.3.5(2)	Nota	Si adotta il valore raccomandato k_L=4,0.
5.3.4.3.2(2)	Nota	Si adotta il valore raccomandato α_x=0,8.
5.3.4.3.3(2)	Nota	Ai fini del calcolo a piastra ortotropa la rigidezza delle nervature può essere conglobata in quella della parete, purché l'interasse delle nervature sia non maggiore di $d_{s,max}$. Per il coefficiente k_{dx} si adotta il valore raccomandato k_{dx}=7,4.
5.3.4.3.3(5)	Nota	Si adotta il valore raccomandato α_x=0,8.
5.3.4.3.4(5)	Nota	Si adotta il valore raccomandato k_s=6,0.
5.3.4.5(3)	Nota	Si adotta il valore raccomandato $k_{d\theta}$=7,4.
5.4.4(2)	Nota	Si adottano i valori raccomandati: $(r/t)_{max}$=400; k_1=2,0; k_2=1,0; k_3=1,0
5.4.4(2)	Nota	Si adottano i valori raccomandati: $(r/t)_{max}$=400; k_1=2,0; k_2=1,0; k_3=1,0
5.4.4(3)	Nota	Si adotta il valore raccomandato k_s=0,10
5.4.4(4)	Nota	Si adotta il valore raccomandato k_L=4,0

5.4.7(3)	Nota	Per i sili di classe 1 e 2 si adottano i valori dei coefficienti armonici raccomandati. Per i sili di classe 3 si può far riferimento, come raccomandato, all'appendice informativa C.
5.5.2(3)	Nota	Si adotta il valore raccomandato k_{d1}=0,02
5.6.2(1)	Nota	Si adotta il valore raccomandato k_{d2}=0,02
5.6.2(2)	Nota	Si adottano i valori raccomandati k_{d3}=0,05 e k_{d4}=20,0
6.1.2(4)	Nota	Si adotta il valore γ_{M0g}=1,5.
6.3.2.3(2)	Nota	Si adotta il valore raccomandato g_{asym}=1,2 per il coefficiente di intensificazione degli sforzi per effetto di dissimmetrie.
6.3.2.3(4)	Nota	Si adotta il valore raccomandato k_r=0,9.
6.3.2.7(3)	Nota	Si adotta il valore raccomandato α_{xh}=0,10.
7.3.1(4)	Nota	Si adotta il valore raccomandato α_p=0,20.
8.3.3(4)	Nota	Si adotta il valore raccomandato β_{lim}=20°.
8.4.1(6)	Nota 1	Si adottano i valori raccomandati β_{lim}=10°, k_L=10; k_R=0,04.
8.4.2(5)	Nota 1	Si adottano i valori raccomandati β_{lim}=10°, k_L=10; k_R=0,04.
8.5.3(3)	Nota	Si adotta il valore raccomandato k=0,10.
9.5.1(3)	Nota	Si adottano i valori raccomandati C_{sc}=1,0; C_{ts}=1,2.
9.5.1(4)	Nota	Si adottano i valori raccomandati k_{Lf}=4,0; k_{Le}=2,0.
9.5.2(5)	Nota	Si adotta il valore raccomandato k_s=0,01.
9.8.2(1)	Nota	Si adottano i valori raccomandati k_1=0,02; k_2=10.
9.8.2(2)	Nota	Si adotta il valore raccomandato k_3=0,05.
A.2(1)	Nota	Si adotta il valore raccomandato k_M=1,10.
A.2(2)	Nota	Si adotta il valore raccomandato k_b=1,20.
A.3.2.1(6)	Nota	Si adottano i valori raccomandati di j_i.
A.3.2.2(6)	Nota	Si adotta il valore γ_{M1}=1,15.
A.3.2.3(2)	Nota	Si adottano i valori α_c=0,5 e γ_{M1}=1,15.
A.3.3(1)	Nota	Si adotta il valore γ_{M0g}=1,50.
A.3.3(2)	Nota	Si adotta il valore raccomandato g_{asym}=1,2.
A.3.3(3)	Nota	Si adottano i valori raccomandati k_r=0,90 e γ_{M2}=1,25.
A.3.4(4)	Nota	Si adotta il valore γ_{M0}=1,05.

Le appendici A, B e C conservano valore informativo.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1993-4-2:2007

Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio
Parte 4-2: Serbatoi

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA
alla UNI EN 1993-4-2:2007

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per i serbatoi di acciaio

Appendice nazionale

UNI-EN-1993-4-2 – Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio: Parte 4-2: Serbatoi.
EN-1993-4-2 - Eurocode 3: Design of steel structures – Part 4-2: Tanks

1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1993-4-2, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 25/02/2011

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN-1993-4-2 relativamente ai seguenti paragrafi:

2.2 (1)	Classi di conseguenze.
2.2 (3)	Classi di conseguenze.
2.9.2.1 (1)P	Coefficienti parziali γ_F.
2.9.2.1 (2)P	Coefficienti parziali γ_F.
2.9.2.1 (3)P	Coefficienti parziali γ_F.
2.9.2.2 (3)P	Coefficiente parziale γ_{Mi}.
2.9.3 (2)	Coefficiente parziale γ_{MSer}.
3.3 (3)	Acciai per apparecchi in pressione
4.1.4 (3)	Numero minimo di cicli significativo per la verifica a fatica
4.3.1 (6)	Interasse limite delle nervature verticali (calcolo a piastra equivalente)
4.3.1 (8)	Larghezza di lamiera collaborante

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1993-4-2.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando i si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1993-4-2 – Progettazione delle strutture di acciaio: Serbatoi.

3) Decisioni nazionali

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione
2.2(1)	Nota	Le classi di conseguenze per i serbatoi sono definite al §2.2(3).
2.2(3)	Nota	In funzione della dimensione e del tipo di azione da considerare, si adottano le classi di conseguenze raccomandate date nella Tabella 2.1.
2.9.2.1(1)P	Nota	Si adottano i valori raccomandati in tabella 2.1
2.9.2.1(2)P	Nota	Si adottano i valori raccomandati in tabella 2.1
2.9.2.1(3)P	Nota	Si adottano i valori raccomandati in tabella 2.1
2.9.2.2(3)P	Nota	Si adottano i seguenti valori: γ_{M0}=1,05; γ_{M1}=1,15; γ_{M2}=1,25; γ_{M4}=1,05; γ_{M5}=1,25; γ_{M6}=1,10.
2.9.3(2)	Nota	Si adotta il valore raccomandato $\gamma_{M,ser}$=1,0.
3.3(3)	Nota	Non si forniscono informazioni addizionali.
4.1.4(3)	Nota	Si adotta il valore raccomandato N_f=10000.
4.3.1(6)	Nota	Ai fini del calcolo a piastra ortotropa delle tensioni nelle nervature e nella parete, l'area delle nervature orizzontali può essere conglobata in quella della parete, purché l'interasse delle nervature sia non maggiore di n_s·t. Per n_s si adotta il valore raccomandato n_s=40.
4.3.1(8)	Nota	La larghezza di lamiera collaborante è data da n_{ew}·t. Per n_{ew} si adotta il valore raccomandato n_{ew}=15.

L'appendice A conserva valore informativo.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1993-4-3:2007

Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio
Parte 4-3: Condotte

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA
alla UNI EN 1993-4-3:2007

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per le condotte di acciaio

Appendice nazionale

UNI-EN-1993-4-3 – Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio: Parte 4-3: Condotte.
EN-1993-4-3 - Eurocode 3: Design of steel structures – Part 4-3: Pipelines

1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1993-4-3, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 25/02/2011

2) Introduction

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN-1993-4-3 relativamente ai seguenti paragrafi:

2.3 (2)
3.2 (2)P, (3), (4)
3.3 (2), (3), (4)
3.4 (3)
4.2 (1)P
5.1.1 (2), (3), (4), (5), (6), (9), (10), (11), (12), (13)
5.2.3 (2)
5.2.4 (1)

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1993-4-3.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1993-4-3 – Progettazione delle strutture di acciaio: Parte 4-3: Condotte.

3) Decisioni nazionali

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
2.3(2)	Nota	Non si forniscono indicazioni specifiche.
3.2(1)P	Nota	Si adotta il valore Vm=1,05
3.2(2)P	Nota	Si adotta il valore raccomandato.
3.2(3)	Nota	Si adotta il valore raccomandato.
3.2(4)	Nota	Si adotta il valore raccomandato (20 %).
3.3(2)	Nota	Si adottano i criteri raccomandati.
3.3(3)	Nota	Si adotta il criterio raccomandato.
3.3(4)	Nota	Si adottano i criteri raccomandati.
3.4(3)	Nota	Si adotta il valore raccomandato.
4.2(1)P	Nota	I fattori parziali delle azioni vengono determinati con riferimento alle indicazioni delle normative specialistiche.
5.1.1(2)	Nota	Si adottano i valori raccomandati.
5.1.1(3)	Nota	Si adottano i valori limiti raccomandati (per i differenti valori dello snervamento dell'acciaio impiegato).
5.1.1(4)	Nota	Si adotta il valore limite raccomandato.
5.1.1(5)	Nota	Si adotta il valore limite raccomandato.
5.1.1(6)	Nota	Si adotta il valore limite raccomandato.
5.1.1(9)	Nota	Si adotta il valore limite raccomandato.
5.1.1(10)	Nota	Si adotta il valore limite raccomandato.
5.1.1(11)	Nota	Si adottano i valori limite raccomandati.
5.1.1(12)	Nota	Si adottano i valori limite raccomandati.
5.1.1(13)	Nota	Si adottano i valori limite raccomandati
5.2.3(2)	Nota	Si adotta il limite raccomandato.
5.2.4(1)	Nota	Non si danno altre normative di riferimento

Gli Annessi A, B e C conservano valore informativo.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1993-5:2007

Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio
Parte 5: Pali e palancole

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA
alla UNI EN 1993-5:2007

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per i pali e palancole di acciaio

Appendice nazionale

UNI-EN-1993-5 – Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio: Parte 5: Pali e palancole.
EN-1993-5 - Eurocode 3: Design of steel structures – Part 5: Piling

1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1993-5, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 25/02/2011

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN-1993-5 relativamente ai seguenti paragrafi:

3.7 (1)
3.9 (1)P
4.4 (1)
5.1.1 (4)
5.2.2 (2)
5.2.2 (13)
5.2.5 (7)
5.5.4 (2)
6.4 (3)
7.1 (4)
7.2.3 (2)
7.4.2 (4)
A.3.1 (3)
B.5.4 (1)
D.2.2 (5)

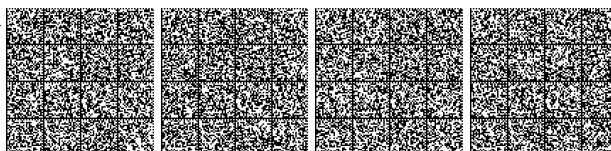
Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1993-5.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1993-5 – Progettazione delle strutture di acciaio: Pali e Palancole.

3) Decisioni nazionali

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
3.7(1)	Nota	La resistenza massima degli acciai (secondo EN 1537) impiegati per gli ancoraggi deve risultare $f_{y,socc,max} \leq 460$ Nmm^{-2}.
3.9(1)P	Nota	La temperatura minima di esercizio da considerare nei calcoli e nella scelta dei materiali non deve superare -15 °C..
4,4(1)	Nota	Si adottano i valori raccomandati e riportati nelle tabelle 4-1 e 4-2.
5.1.1(4)	Nota	Si adottano i seguenti valori dei fattori parziali delle resistenze: - γ_{M0}= 1,05; - γ_{M1}= 1,15; - γ_{M2}= 1,25.
5.2.2(2)	Nota 2	Non si forniscono indicazioni specifiche.
5.2.2(13)	Nota	Per la lunghezza minima del tratto iniziale e del tratto finale si adotta il valore raccomandato l = 500 mm. Tale lunghezza deve essere non minore della lunghezza dei tratti intermedi.
5.2.5(7)	Nota	Si adotta il valore raccomandato β_R = 0,80.
5.5.4(2)	Nota	Si adotta il valore raccomandato, h ≤ 5 m.
6.4(3)	Nota 1	Non si forniscono indicazioni specifiche.
7.1(4)	Nota	Si adottano i valori raccomandati: γ_{M2}= 1,25 ; $\gamma_{Mt,ser}$ = 1,10.
7.2.3(2)	Nota 1	Si adotta il valore raccomandato k_t = 0,90.
7.4.2(4)	Nota	Non si forniscono prescrizioni specifiche di progetto
A.3.1(3)	Nota	Si adottano i valori raccomandati per il rapporto f_u/f_y l' allungamento a rottura A5 e la deformazione ultima ε_u
B.5.4(1)	Nota 1	Per i casi indicati si adotta il valore raccomandato η_{sys} = 1,00.
D.2.2(5)	Nota	Non si forniscono indicazioni specifiche.

L'Annesso A conserva valore normativo.
Gli Annessi B, C e D conservano valore informativo.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1993-6:2007

Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio
Parte 6: Strutture per apparecchi di sollevamento

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA
alla UNI EN 1993-6:2007

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per apparecchi di sollevamento di acciaio

Appendice nazionale

UNI-EN-1993-6 – Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio: Parte 6: Strutture per apparecchi di sollevamento.
EN-1993-6 - Eurocode 3: Design of steel structures – Part 6: Crane supporting structures

1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1993-6, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 25/02/2011

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN-1993-6 relativamente ai seguenti paragrafi:

2.1.3.2(1)P
2.8(2)P
3.2.3(1)
3.2.3(2)P
3.2.4(1) tabella 3.2
3.6.2(1)
3.6.3(1)
6.1(1)
6.3.2.3(1)
7.3(1)
7.5(1)
8.2(4)
9.1(2)
9.2(1)P
9.2(2)P
9.3.3(1)
9.4.2(5)

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1993-6.

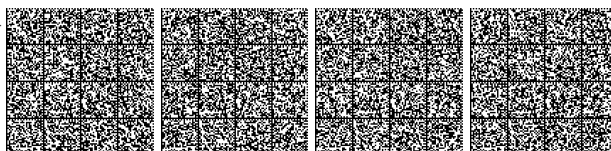
2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1993-6 – Progettazione delle strutture di acciaio: Strutture per apparecchi di sollevamento.

3) Decisioni nazionali

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione
2.1.3.2(1)P	Nota	Si adottano i valori raccomandati.
2.8(2)P	Nota	Si adotta il valore raccomandato: $\gamma_{F,test}$ = 1,1.
3.2.3(1)	Nota	In mancanza di più precise determinazioni si adotta una temperatura di servizio dell'aria all'interno delle costruzioni pari a 0 °C.
3.2.3(2)P	Nota	Si adotta la indicazione raccomandata di far riferimento alla tabella 2.1 di EN 1993-1-10 per $\sigma_{Ed} = 0,25\, fy(t)$.
3.2.4(1)	Nota 2	Per le proprietà di resistenza dell'acciaio attraverso lo spessore si adottano i valori raccomandati di cui alla tabella 3.2.
3.6.2(1)	Nota	Non si forniscono informazioni specifiche.
3.6.3(1)	Nota	Non si forniscono informazioni specifiche.
6.1(1)	Nota	Si adottano i seguenti valori. Per le membrature - γ_{M0}= 1,05; - γ_{M1}= 1,05; - γ_{M2}= 1,25. Per i collegamenti - γ_{M2}= 1,25 Resistenza bulloni, chiodi, connessioni a perno, saldature e piatti a contatto; - γ_{M3}= 1,25 Resistenza a scorrimento - SLU; - $\gamma_{M3,\,ser}$= 1,10 Resistenza a scorrimento - SLE; - $\gamma_{M6,ser}$ = 1,00 Resistenza connessioni a perno - SLE; - γ_{M7}= 1,10 Precarico di bulloni ad alta resistenza.
6.3.2.3(1)	Nota	In alternativa al metodo semplificato di cui al punto 6.3.2.3 si può seguire il metodo di cui all'Annesso A.
7.3(1)	Nota	Si adottano i valori raccomandati nella tabella 7.1 e 7.2.
7.5(1)	Nota	Si adotta il valore $\gamma_{M,ser}$ = 1,10.
8.2(4)	Nota	Si adottano le classi di gru raccomandate.
9.1(2)	Nota	Numero di cicli al di sotto del quale non sono richieste verifiche a fatica: si adotta il numero raccomandato, $C_0 = 10^4$.
9.2(1)P	Nota	Si adotta il valore raccomandato γ_{Ff} = 1,0.

9.2(2)P	Nota	**Per il fattore parziale γ_{Mf} si adotta la raccomandazione di fare riferimento alla tabella 3.1 della .EN 1993-1-9**
9.3.3(1)	Nota	**Si adottano le indicazioni raccomandate.**
9.4.2(5)	Nota	**Si adotta il criterio raccomandato che fa riferimento alla: tabella 2.12 di EN 1991-3.**

L'Annesso A conserva valore informativo.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

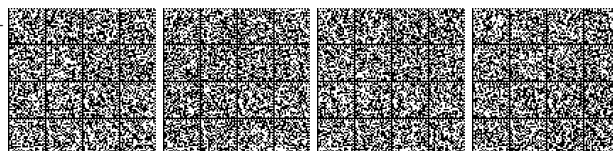
Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1994-1-1:2005

Eurocodice 4: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1994-1-1:2005

Parametri adottati a livello nazionale

da utilizzare nelle strutture composte acciaio-calcestruzzo

Appendice nazionale

UNI-EN-1994-1-1 – Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo
Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

EN-1994-1-1 - Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures –
Part 1-1: General rules and rules for buildings

1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1994-1-1, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 24/09/2010

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN-1994-1-1 relativamente ai seguenti paragrafi:

- 2.4.1.1(1)
- 2.4.1.2(5)
- 2.4.1.2(6)
- 2.4.1.2(7)
- 3.1(4)
- 3.5(2)
- 6.4.3(1)(h)
- 6.6.3.1(1)
- 6.6.3.1(3)
- 6.6.4.1(3)
- 6.8.2(1)
- 6.8.2(2)
- 9.1.1(2)
- 9.6(2)
- 9.7.3(4)
- 9.7.3(8)
- 9.7.3(9)
- B.2.5(1)
- B.3.6(5)

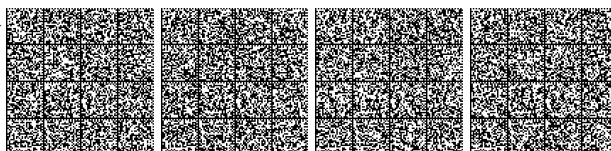
Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1994-1-1.
Inoltre al punto 4 della presente Appendice sono riportate alcune indicazioni supplementari, che, senza contraddizioni con la UNI-EN-1994-1-1, forniscono informazioni aggiuntive e chiarimenti su alcune regole della UNI-EN-1994-1-1.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1994-1-1 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo: Regole generali e regole per gli edifici.

3) Decisioni nazionali

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
2.4.1.1(1)	Nota	Si adotta il valore raccomandato: $\gamma_P = 1,0$
2.4.1.2(5)P	Nota	Si adotta il valore raccomandato: $\gamma_V = 1,25$
2.4.1.2(6)P	Nota	Si adotta il valore raccomandato: $\gamma_{VS} = 1,25$
2.4.1.2(7)P	Nota	Si adotta il valore raccomandato: $\gamma_{Mf,s} = 1,0$
3.1(4)	Nota	Si adottano i valori raccomandati nell'Allegato C della EN 1994-1-1
3.5(2)	Nota	Lo spessore nominale minimo delle lamiere grecate impiegate nelle solette composte è pari a 0,8 mm; è tuttavia possibile ridurre lo spessore della lamiera al valore 0,7 mm quando in fase costruttiva vengano studiati idonei provvedimenti atti a consentire il transito in sicurezza di mezzi d'opera e personale.
6.4.3(1)h	Nota	Si adottano i valori raccomandati nella tabella 6.1
6.6.3.1(1)	Nota	Si adotta il valore raccomandato: $\gamma_V = 1,25$
6.6.3.1(3)	Nota	Non si danno indicazioni aggiuntive
6.6.4.1(3)	Nota	Si confermano i dettagli costruttivi indicati al punto 6.6.5.4.
6.8.2(1)	Nota	Si adotta il valore raccomandato: $\gamma_{Mf,s} = 1,0$
6.8.2(2)	Nota	Per il coefficiente γ_{Ff} si rimanda alla EN 1991-2.
9.1.1(2)P	Nota	Si adotta il valore raccomandato: massimo rapporto $b_r/b_s = 0,6$
9.6(2)	Nota	L'inflessione δ_s delle lamiere nella fase di getto, per effetto del peso proprio della lamiera e del calcestruzzo, non deve superare la quantità $\delta_{s,max} = \min(L/180\ ;\ 20\ mm)$. Tali limiti possono essere aumentati qualora inflessioni maggiori non inficino la resistenza o l'efficienza del solaio e sia in ogni caso considerato nella progettazione del solaio e della struttura di supporto il peso addizionale dovuto all'accumulo del calcestruzzo. Nel caso in cui l'inflessione dell'estradosso possa condurre a problemi legati ai requisiti di funzionalità della struttura, i limiti deformativi debbono essere ridotti.
9.7.3(4)	Nota	Si adotta il valore raccomandato: $\gamma_{Vs} = 1,25$
9.7.3(8)	Nota 1	Si adotta il valore raccomandato : $\gamma_{Vs} = 1,25$
9.7.3(9)	Nota	Si adotta il valore raccomandato : $\mu = 0,5$
B.2.5(1)	Nota	Si adotta il valore raccomandato: $\gamma_V = 1,25$
B.3.6(5)	Nota	Si adotta il valore raccomandato: $\gamma_{Vs} = 1,25$

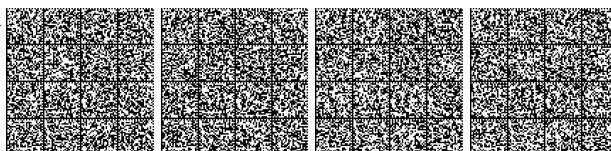
Le Appendici A , B , C informative mantengono il carattere informativo.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1994-1-2:2005

Eurocodice 4: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo Parte 1-2 Regole generali- Progettazione strutturale contro l'incendio

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1994-1-2:2005

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per le strutture composte acciaio-calcestruzzo esposte all'incendio

APPENDICE NAZIONALE

UNI-EN1994-1-2 Eurocodice 4: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio
EN 1994-1-2 Eurocode 4 : Design of composite steel and concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design

1. PREMESSA

Questa Appendice Nazionale contiene i parametri nazionali alla UNI-EN 1994-1-2 ed è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL.PP. in data 24/09/2010

2. INTRODUZIONE

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice Nazionale contiene al punto 3 le Decisioni sui Parametri Nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN 1994-1-2 relativamente ai seguenti paragrafi:

1.1 (16) nota	2.3 (1)P nota 1	2.4.2 (3) nota 1	4.1 (1)P nota
2.1.3 (2) nota	2.3 (2)P nota 1	3.3.2 (9) nota 1	4.3.5.1 (10) nota 1

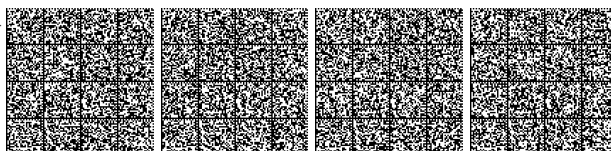
Le suddette Decisioni Nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere osservate quando si utilizzi, in Italia, la UNI-EN 1994-1-2.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente Appendice va tenuta presente quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN1994-1-2: Eurocodice 4: Progettazione delle strutture composte accio-calcestruzzo – Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio

3. DECISIONI NAZIONALI

Vengono qui di seguito riportati i parametri nazionali che si devono adottare per l'impiego dell'Eurocodice UNI-EN 1994-1-2

Paragrafo	**Riferimento**	**Parametro nazionale - valore o prescrizione -**
1.1 (16)	Nota	L'impiego di calcestruzzi di classe maggiore di C50/60 ed LC50/55 è consentita se si utilizzano nel progetto i modelli di calcolo avanzato e facendo riferimento alle proprietà dei materiali indicate nella Sezione 6 di EN 1992-1-2.
2.1.3(2)	Nota	Si adottano i valori raccomandati: $\theta_{\Delta 1} = 200$ K $\theta_{\Delta 2} = 240$ K
2.3(1)P	Nota 1	Si adottano i valori raccomandati $\gamma_{M,fi,s} = 1,0$ $\gamma_{M,fi,s} = 1,0$ $\gamma_{M,fi,c} = 1,0$ $\gamma_{M,fi,v} = 1,0$
2.3(2)P	Nota 1	Si adotta il valore raccomandato: $\gamma_{M,fi} = 1,0$
2.4.2 (3)	Nota 1	Si sottolinea che la figura 2.1 è costruita assumendo $\gamma_G = 1,35$ e $\gamma_Q = 1,50$ non coerenti con quanto riportato nelle Norme tecniche delle costruzioni.
3.3.2 (9)	Nota 1	Il valore di λ_c per il calcestruzzo con inerte prevalentemente calcareo è quello del limite inferiore di cui all'espressione 3.6b
4.1 (1)P	Nota	Non si forniscono indicazioni specifiche.
4.3.5.1(10)	Nota 1	Si adottano i valori raccomandati $L_{ei} = 0,5$ $L_{et} = 0,7$
Utilizzo delle appendici informative		Le Appendici A, B, C, D, E, F e G mantengono il carattere informativo.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1994-2:2006

Eurocodice 4: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo Parte 2: Regole generali e regole per i ponti

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA
alla UNI EN 1994-2:2006

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per i ponti con struttura composta acciaio-calcestruzzo

Appendice nazionale

UNI-EN-1994 – 2 – Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 2: Regole generali e regole per i ponti

EN-1994 – 2 - Eurocode 4 – Design of composite steel and concrete structures – Part 2 – General Rules and rules for bridges

1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1994 - 2, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 24/09/2010.

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN1994 - 2 relativamente ai paragrafi

- 1.1.3(3)
- 2.4.1.1(1)
- 2.4.1.2(5)P
- 2.4.1.2(6)P
- 5.4.4(1)
- 6.2.1.5(9)
- 6.2.2.5(3)
- 6.3.1(1)
- 6.6.1.1(13)
- 6.6.3.1(1)
- 6.8.1(3)
- 6.8.2(1)
- 7.4.1(4)
- 7.4.1(6)
- 8.4.3(3)

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1994-2.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1994 – Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 2 – Regole per i ponti

3) Decisioni nazionali

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
- 1.1.3(3)	Nota	Altri tipi di connettori, per es. connettori rigidi, possono essere utilizzati, purché progettati e verificati secondo procedimenti di comprovata validità.
- 2.4.1.1(1)	Nota	Si adotta il valore raccomandato γ_P=1.0 sia per gli effetti favorevoli sia per gli effetti sfavorevoli
- 2.4.1.2(5)P	Nota	Si adotta il valore raccomandato γ_V=1.25
- 2.4.1.2(6)P	Nota	Si adotta il valore raccomandato $\gamma_{Mf,s}$=1.00
- 5.4.4.1	Nota	Si adotta un coefficiente di combinazione unitario
- 6.2.1.5(9)	Nota	Non si dà alcuna specifica indicazione sulla scelta del metodo.
- 6.2.2.5(3)	Nota	Si adottano i valori raccomandati $C_{Rd,c}$=0.15/γ_C e k_1=0.12, con il valore limite $\sigma_{cp,0}$=1.85 N/mm^2
- 6.3.1(1)	Nota	Non si forniscono informazioni addizionali.
- 6.6.1.1(13)	Nota	Non si forniscono informazioni addizionali.
- 6.6.3.1(1)	Nota	Si adotta il valore raccomandato γ_V=1.25
- 6.8.1(3)	Nota	Si adotta il valore raccomandato k_s=0.75
- 6.8.2(1)	Nota	Si adotta il valore raccomandato $\gamma_{Mf,s}$=1.00
-7.4.1(4)	Nota	Si veda EN1992-2, 7.3.1(105) Riportare
- 7.4.1(6)	Nota	Si adotta il valore raccomandato di 20 K
- 8.4.3(3)	Nota	Non si forniscono informazioni addizionali.
Utilizzo appendici informative		L'Appendice informativa C mantiene il carattere informativo.

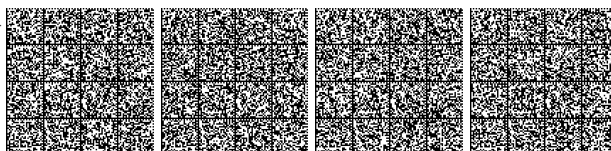
Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1995-1-1:2005

Eurocodice 5: Progettazione delle strutture di legno
Parte 1-1:Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1995-1-1:2005

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per le strutture di legno

Appendice nazionale

UNI-EN-1995-1-1 – Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno: Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici
EN-1995-1-1 - Eurocode 5 - Design of timber structures. Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings

1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1995-1-1, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 24/09/2010

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN-1995-1-1 relativamente ai seguenti paragrafi:

2.3.1.2(2)P	2.4.1(1)P	7.2(2)	8.3.1.2(4)	9.2.4.1(7)	10.9.2(3)
2.3.1.3(1)P	6.4.3(8)	7.3.3(2)	8.3.1.2(7)	9.2.5.3(1)	10.9.2(4)

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1995-1-1.

2.2. Documenti normativi di riferimento

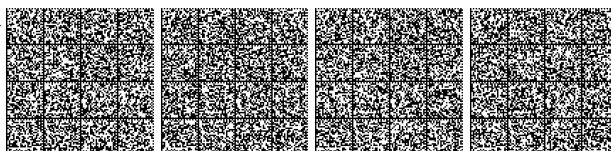
La presente appendice deve essere considerata quando i si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1995-1-1 – Progettazione delle strutture di legno: Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici

3) Decisioni nazionali

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
2.3.1.2(2)P	Nota - Tabella 2.2	Il carico neve è da considerare in relazione alle caratteristiche del sito. Il vento può essere considerato istantaneo salvo valutazioni più accurate in relazione al sito.
2.3.1.3(1)P	Nota 2	Esempi di classi di servizio (non esaustivi): 1: strutture al chiuso in zone asciutte e riscaldate. 2: strutture al chiuso in zone non riscaldate senza particolari fonti di umidità; strutture all'esterno protette dall'acqua. 3: strutture al chiuso in presenza di forti concentrazioni di umidità; strutture all'esterno esposte a precipitazioni atmosferiche, o comunque all'acqua.
2.4.1(1)P	Nota 2	Si adottano i valori della tabella seguente: ***Coefficienti parziali γ_M per le proprietà e le resistenze dei materiali.***

		Combinazioni fondamentali:	
		Legno massiccio	1,50
		Legno lamellare incollato	1,45
		LVL, compensato, OSB	1,40
		Pannelli di particelle	1,50
		Pannelli di fibre ad alta densità	1,50
		Pannelli di fibre a media densità	1,50
		Pannelli di fibre MDF	1,50
		Pannelli di fibre a bassa densità	1,50
		Connessioni	1,50
		Mezzi di unione a piastra metallica punzonata	1,50
		Combinazioni eccezionali:	1,00
6.4.3(7)	Nota	Si adotta la formula 6.54	
7.2(2)	Nota	Si adottano i valori della tabella 7.2 dell'EC5, salvo verifiche accurate sulle deformazioni in relazione all'uso della struttura, con particolare riferimento ai danni sugli elementi non strutturali e sulla funzionalità dell'opera.	
7.3.3(2)	Nota	Si adottano i seguenti valori: a=1,0 mm/kN b=120	
8.3.1.2(4)	Nota 2	Si adotta la proposta del paragrafo 8.3.1.2(4)	
8.3.1.2(7)	Nota	Per Abete bianco, Abete rosso e Douglasia si applica il paragrafo 8.3.1.2(7)	
9.2.4.1(7)	Nota	Si applica il metodo A.	
9.2.5.3(1)	Nota	Si adottano i seguenti valori: $k_e = 4$ $k_{f1} = 60$ $k_{f2} = 80$ $k_{f3} = 30$	
10.9.2(3)	Nota	$a_{bow,perm} \leq 20$ mm	
10.9.2(4)	Nota	$a_{dev} \leq 30$ mm	

4) Indicazioni aggiuntive

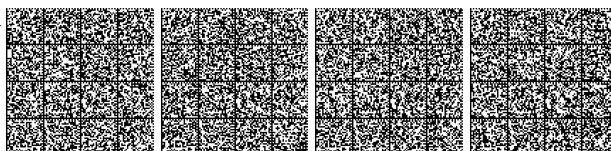
I valori K_{mod} della Tabella 3.1, superiori all'unità, vengono ricondotti al valore $K_{mod} = 1,00$

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1995-1-2:2005

Eurocodice 5: Progettazione delle strutture di legno
Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1995-1-2:2005

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per le strutture di legno esposte all'incendio

APPENDICE NAZIONALE

UNI-EN1995-1-2: Eurocodice 5: Progettazione delle strutture di legno – Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio

EN 1995-1-2 Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design

1. PREMESSA

Questa Appendice Nazionale contiene i parametri nazionali alla UNI-EN 1995-1-2 ed è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL.PP. in data 24/09/2010

2. INTRODUZIONE

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice Nazionale contiene al punto 3 le Decisioni sui Parametri Nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN 1995-1-2 relativamente ai seguenti paragrafi:

2.1.3(2) nota	2.3(2)P nota 1	4.2.1(1) nota
2.3(1)P nota 2	2.4.2(3) nota 2	

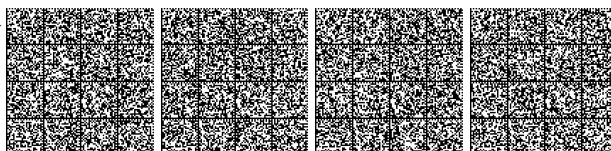
Le suddette Decisioni Nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere osservate quando si utilizzi, in Italia, la UNI-EN 1995-1-2.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente Appendice va tenuta presente quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN1995-1-2: Eurocodice 5: Progettazione delle strutture di legno – Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio

3. DECISIONI NAZIONALI

Vengono qui di seguito riportati i parametri nazionali che si devono adottare per l'impiego dell'Eurocodice UNI-EN 1995-1-2

Paragrafo	**Riferimento**	**Parametro nazionale - valore o prescrizione**
2.1.3(2)	Nota	Si adottano i valori raccomandati: $\theta_{\Delta 1} = 200$ K $\theta_{\Delta 2} = 240$ K
2.3(1)P	Nota 2	Si adotta il valore raccomandato $\gamma_{M,fi} = 1,0$
2.3(2)P	Nota 1	Si adotta il valore raccomandato $\gamma_{M,fi} = 1,0$
2.4.2(3)	Nota 2	Non si forniscono indicazioni specifiche
4.2.1(1)	Nota	Si adotta la procedura raccomandata del metodo della sezione trasversale ridotta
Utilizzo delle appendici informative		Le Appendici A, B, C, D, E, F mantengono il carattere informativo

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1995-2:2005

Eurocodice 5: Progettazione delle strutture di legno
Parte 2: Ponti

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA
alla UNI EN 1995-2:2005

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per i ponti di legno

Appendice nazionale

UNI-EN-1995 – 2 – Eurocodice 5 – Progettazione delle strutture di legno – Parte 2: Ponti

EN-1995 – 2 - Eurocode 5 – Design of timber structures – Part 2 –Bridges

1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1995 - 2, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 24/09/2010

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN1995 - 2 relativamente ai paragrafi

- 2.3.1.2(1) Assegnazione della durata del carico
- 2.4.1 Coefficienti parziali per le proprietà materiali
- 7.2 Valori limite per le inflessioni
- 7.3.1(2) Valori di smorzamento

e alle indicazioni di carattere nazionale relative all'impiego delle appendici informative A e B per i ponti in legno.

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1995-2.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1995 – Eurocodice 5 – Progettazione delle strutture in legno – Parte 2 – Ponti

3) Decisioni nazionali

<table>
<tr><th>Paragrafo</th><th>Riferimento</th><th>Parametro nazionale
- valore o prescrizione -</th></tr>
<tr><td>- 2.3.1.2(1)</td><td>Nota</td><td>Si adottano i valori raccomandati (vedi nota al §2.3.1.2 e prospetto 2.2 dell'EN1995-1-1). Le azioni durante l'esecuzione si assumono di breve durata, come raccomandato.</td></tr>
<tr><td>- 2.4.1</td><td>Nota</td><td>Si adottano i valori dei coefficienti γ_M della tabella seguente
<table>
<tr><th>Stati limite ultimi</th><th>γ_M</th></tr>
<tr><td>Legno e derivati</td><td></td></tr>
<tr><td>- combinazioni fondamentali</td><td></td></tr>
<tr><td>legno massiccio</td><td>γ_M=1.50</td></tr>
<tr><td>legno lamellare incollato</td><td>γ_M=1.45</td></tr>
<tr><td>pannelli di particelle o di fibre</td><td>γ_M=1.50</td></tr>
<tr><td>compensato, pannelli di scaglie orientate</td><td>γ_M=1.40</td></tr>
<tr><td>- stato limite di fatica</td><td>$\gamma_{M,fat}$=1.00</td></tr>
<tr><td>Unioni</td><td></td></tr>
<tr><td>- combinazioni fondamentali</td><td>γ_M=1.50</td></tr>
<tr><td>- stato limite di fatica</td><td>$\gamma_{M,fat}$=1.00</td></tr>
<tr><td>Acciaio usato in elementi composti</td><td>$\gamma_{M,s}$=1.15</td></tr>
<tr><td>Calcestruzzo usato in elementi composti</td><td>$\gamma_{M,c}$=1.50</td></tr>
<tr><td>Unioni a taglio in elementi composti legno-calcestruzzo</td><td></td></tr>
<tr><td>- combinazioni fondamentali</td><td>γ_M=1.25</td></tr>
<tr><td>- stato limite di fatica</td><td>$\gamma_{M,fat}$=1.00</td></tr>
<tr><td>Combinazioni eccezionali</td><td>γ_M=1.00</td></tr>
</table></td></tr>
<tr><td>- 7.2</td><td>Nota</td><td>Si adottano i valori di inflessione limite raccomandati della tabella 7.1.</td></tr>
<tr><td>- 7.3.1(2)</td><td>Nota 1</td><td>Valori del coefficiente di smorzamento diversi da quelli indicati possono essere adottati per specifiche strutture, previa adeguata giustificazione su base sperimentale.</td></tr>
<tr><td colspan="2">Utilizzo appendici informative</td><td>Le Appendici informative A e B mantengono il carattere informativo.</td></tr>
</table>

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1996-1-1:2007

Eurocodice 6: Progettazione delle strutture di muratura
Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1996-1-1:2007

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare nelle strutture in muratura

Appendice nazionale

UNI-EN-1996-1-1 – Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura – Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata

EN 1996-1-1 - Eurocode 6 - Design of masonry structures – Part 1-1: General rules for reinforced masonry structures

1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1996-1-1, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 24/09/2010

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN-1996-1-1 relativamente ai seguenti paragrafi:

2.4.3(1) P	3.6.3(3)	8.1.2(2)
2.4.4(1)	3.7.2(2)	8.5.2.2(2)
3.2.2(1)	3.7.4(2)	8.5.2.3(2)
3.6.1.2(1)	4.3.3(3)	8.6.2(1).
3.6.2(3)	4.3.3(4)	8.6.3(1)
3.6.2(4)	5.5.1.3(3)	
3.6.2(6)	6.1.2.2(2)	

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1996-1-1.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1996-1-1 – Progettazione delle strutture in muratura – parte 1-1: regole generali per strutture in muratura armata e non armata: regole generali e regole per gli edifici.

3) Decisioni nazionali

<table>
<tr><th>Paragrafo</th><th>Riferimento</th><th>Parametro nazionale
- valore o prescrizione -</th></tr>
<tr><td>2.4.3(1)P</td><td>Nota</td><td>Fattori parziali γ_M per gli stati limite ultimi.
Vengono adottate le classi ed i valori γ_M indicati nella tabella che segue:
<table>
<tr><th colspan="2" rowspan="3">Materiale</th><th colspan="2">γ_M</th></tr>
<tr><th colspan="2">Classe</th></tr>
<tr><th>1</th><th>2</th></tr>
<tr><td></td><td>Muratura costruita con:</td><td></td><td></td></tr>
<tr><td>A</td><td>Elementi di Categoria I, malta a prestazione garantita;</td><td>2,0</td><td>2,5</td></tr>
<tr><td>B</td><td>Elementi di Categoria I, malta a composizione prescritta;</td><td>2,2</td><td>2,7</td></tr>
<tr><td>C</td><td>Elementi di Categoria II, ogni tipo di malta.</td><td>2,5</td><td>3,0</td></tr>
<tr><td>D</td><td>Ancoraggio dell'acciaio da armatura</td><td>2,2</td><td>2,7</td></tr>
<tr><td>E</td><td>Acciaio da armatura e da precompressione</td><td>1,15</td><td>1,15</td></tr>
<tr><td>F</td><td>Elementi di completamento</td><td>2,2</td><td>2,7</td></tr>
<tr><td>G</td><td>Architravi, secondo EN845-2</td><td>2,0</td><td>2,5</td></tr>
</table>
La attribuzione alle Classi 1 e 2 viene effettuata in relazione a quanto indicato nell'Allegato A "Considerazioni sui fattori parziali riferiti alla Esecuzione".
La Classe 2 è attribuita qualora siano previste solamente le operazioni di controllo, comunque obbligatorie, indicate al terzo e quarto capoverso dell'Allegato A e precisamente:
- disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, dipendente dell'Impresa, per la supervisione del lavoro (capocantiere);
- disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, indipendente dall'Impresa, per il controllo ispettivo del lavoro (direttore dei lavori).
La Classe 1 è attribuita qualora siano previsti, oltre ai controlli di cui sopra, le operazioni di controllo indicate al quinto e sesto capoverso dell'Allegato A e precisamente:
- controllo e valutazione in loco delle proprietà della malta e del calcestruzzo;
- dosaggio dei componenti della malta "a volume" con l'uso di opportuni contenitori di misura e controllo delle operazioni di mescolazione o uso di malta premiscelata certificata dal Produttore.</td></tr>
<tr><td>2.4.4(1)</td><td>Nota</td><td>Si adotta il valore raccomandato γ_M =1.</td></tr>
<tr><td>3.2.2(1)</td><td>Nota</td><td>Si indicano, nella tabella che segue, sei miscele a composizione prescritta (in volume), col relativo valore M.
Ai tre componenti base delle miscele (cemento, calce idraulica e</td></tr>
</table>

sabbia) vengono aggiunti due ulteriori componenti (calce aerea e pozzolana) al fine di poter considerare l'uso di malta pozzolanica.

Classe malta	Tipo	Cemento	Calce idraulica	Sabbia	Calce aerea	Pozzolana
M2.5,0,1,3,0,0	Idraulica	--	1	3	--	--
M2.5,1,2,9,0,0	Bastarda	1	2	9	--	--
M5,1,1,5,0,0	Bastarda	1	1	5	--	--
M8,2,1,8,0,0	Cementizia	2	1	8	--	--
M12,1,0,3,0,0	Cementizia	1	--	3	--	--
M2.5,0,0,0,1,3	Pozzolanica	--	--	--	1	3

3.6.1.2(1)	Nota	Si adotta il metodo indicato come (*ii*).
3.6.2(3)	Nota	Si adotta $f_{vk} \leq f_{lmt} = 0{,}065\ f_b$ ad eccezione degli elementi in calcestruzzo aerato autoclavato del Gruppo 1 e di tutti gli elementi caratterizzati da una resistenza a trazione (misurata in direzione orizzontale parallelamente al piano di posa) maggiore o uguale a $0.2 f_b$, per i quali $f_{vk} \leq f_{lmt} = 0{,}10\ f_b$
3.6.2(4)	Nota	Si adotta $f_{vk} \leq 0{,}045 f_b$
3.6.2(6)	Nota	Si adottano i valori della Tabella 3.4
3.6.3(3)	Nota1 Nota 2	Si adottano per f_{xk1} e f_{xk2} i valori forniti dalle tabelle
3.7.2(2)		Si adotta il valore raccomandato K_E=1000.
3.7.4(2)	Nota	Si adottano i campi dei valori forniti dalla tabella.
4.3.3(3)	Nota	Si adottano le selezioni raccomandate, riportate nella apposita tabella.
4.3.3(4)	Nota	Si adottano per c_{nom} i valori raccomandati, riportati nella apposita tabella.
5.5.1.3(3)	Nota	Si adotta il valore raccomandato $k_{tef}=E_2/E_1 \leq 2$.
6.1.2.2(2)	Nota	Si adotta per ogni tipo di muratura il valore limite raccomandato λ_c=15.

8.1.2(2)	Nota	Lo spessore minimo dei muri con funzione strutturale è pari a: - muratura in elementi resistenti artificiali pieni 150 mm - muratura in elementi resistenti artificiali semipieni 200 mm - muratura in elementi resistenti artificiali forati 240 mm - muratura di pietra squadrata 240 mm - muratura di pietra listata 400 mm - muratura di pietra non squadrata 500 mm. Per la definizione di elementi pieni, semipieni o forati si rimanda alle indicazioni aggiuntive in coda al presente documento.
8.5.2.2(2)	Nota 3	Si adotta n_{min}= 2,5 tiranti /m^2.
8.5.2.3(2)	Nota 2	Si adotta j=2,5 tiranti /m^2.
8.6.2(1)	Nota	Si adottano i valori raccomandati in Tabella
8.6.3 (1)	Nota	Si adottano i valori raccomandati in Tabella

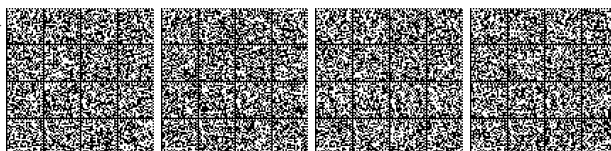
4) Indicazioni aggiuntive

4.1 Proprietà degli elementi per muratura

Si introduce la seguente denominazione basata sulla percentuale di foratura φ espressa come rapporto percentuale tra l'area complessiva dei fori passanti e profondi non passanti e l'area lorda della faccia dell'elemento delimitata dal suo perimetro:

- elementi artificiali pieni: $\varphi \leq 15\%$
- elementi artificiali semipieni: $15\% < \varphi \leq 45\%$
- elementi forati: $45\% < \varphi \leq 55\%$

Nel caso dei blocchi in laterizio estrusi la percentuale di foratura φ coincide con la percentuale in volume dei vuoti come definita dalla norma UNI EN 772-9:2001

Gli elementi per muratura strutturale devono rispettare le seguenti limitazioni:
- percentuale di foratura $\varphi \leq 55\%$
- spessore minimo dei setti interni (distanza minima tra due fori):
  elementi in laterizio e di silicato di calcio: 7 mm
  elementi in calcestruzzo: 18 mm
- spessore minimo dei setti esterni (distanza minima dal bordo esterno al foro più vicino al netto dell'eventuale rigatura):
  elementi in laterizio e di silicato di calcio: 10 mm
  elementi in calcestruzzo: 18 mm

4.2 Uso di giunti di malta sottili o di giunti verticali a secco (senza malta)

Nel caso in cui si faccia utilizzo di muratura a giunti sottili con spessore compreso tra 0.5 mm e 3 mm e/o giunti verticali a secco è necessario rispettare le seguenti ulteriori limitazioni:

- **nessuna altezza interpiano sia superiore a 3.5 m;**
- **il numero di piani in muratura dell'edificio non sia superiore a due.**

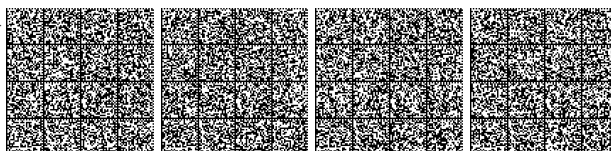
Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1996-1-2:2005

Eurocodice 6: Progettazione delle strutture di muratura
Parte 1-2: Regole generali- Progettazione strutturale contro l'incendio

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1996-1-2:2005

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per le strutture in muratura esposte all'incendio

APPENDICE NAZIONALE

UNI-EN1996-1-2 Eurocodice 6: Progettazione delle strutture di muratura – Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio

EN 1996-1-2 Eurocode 6 : Design of masonry structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design

1. PREMESSA

Questa Appendice Nazionale contiene i parametri nazionali alla UNI-EN 1996-1-2 ed è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL.PP. in data 25/02/2011

2. INTRODUZIONE

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice Nazionale contiene al punto 3 le Decisioni sui Parametri Nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN 1996-1-2 relativamente ai seguenti paragrafi:

2.1.3(2) nota (vedi AC:2010)	2.4.2(3) nota 1	4.5(3) nota
2.2(2) nota	3.3.3.1(1) nota	Appendice B nota 1
2.3(1) nota	3.3.3.2(1) nota 2	Appendice B nota 4
2.3(2) nota	3.3.3.3(1) nota 2	Appendice C nota

Le suddette Decisioni Nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere osservate quando si utilizzi, in Italia, la UNI-EN 1996-1-2.

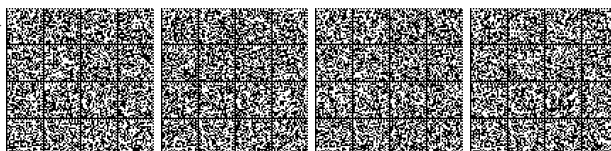
2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente Appendice va tenuta presente quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN1996-1-2: Eurocodice 6: Progettazione delle strutture di muratura – Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio

3. DECISIONI NAZIONALI

Vengono qui di seguito riportati i parametri nazionali che si devono adottare per l'impiego dell'Eurocodice UNI-EN 1996-1-2

Paragrafo	**Riferimento**	**Parametro nazionale - valore o prescrizione**
2.1.3(2)	Nota (da AC:2010)	Non si forniscono indicazioni specifiche
2.2(2)	nota	Si adotta il valore: $\varepsilon_m = 0{,}7$
2.3 (1)	nota	Si adotta il valore raccomandato $\gamma_{M,fi} = 1{,}0$
2.3 (2)	nota	Si adotta il valore raccomandato $\gamma_{M,fi} = 1{,}0$
2.4.2 (3)	nota 1	Si applica quanto stabilito nell'appendice nazionale di EN1990
3.3.3.1 (1)	nota	Quale che sia la modalità di determinazione della dilatazione termica da utilizzare all'interno di un metodo analitico è necessario comunque validare il modello con idonea sperimentazione da condurre attraverso l'esecuzione di prove standard (EN1364-1 per murature non portanti e EN1365-1 per murature portanti)
3.3.3.2 (1)	nota 2	Quale che sia la modalità di determinazione del calore specifico da utilizzare all'interno di un metodo analitico è necessario comunque validare il modello con idonea sperimentazione da condurre attraverso l'esecuzione di prove standard (EN1364-1 per murature non portanti e EN1365-1 per murature portanti)
3.3.3.3 (1)	nota 2	Quale che sia la modalità di determinazione della conducibilità termica da utilizzare all'interno di un metodo analitico è necessario comunque validare il modello con idonea sperimentazione da condurre attraverso l'esecuzione di prove standard (EN1364-1 per murature non portanti e EN1365-1 per murature portanti)
4.5(3)	nota	Non si forniscono indicazioni specifiche
Appendice B	nota 1	Non si forniscono indicazioni specifiche

<table>
<tr><td>Appendice B</td><td>nota 4</td><td>I valori delle tabelle dalla N.B.1.1 alla N.B.5.2. non sono utilizzabili.
La classe di resistenza al fuoco da assegnare ad una parete di muratura è quella determinabile applicando il Decreto del Ministro dell'Interno 16 febbraio 2007 recante: "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione" e la Lettera Circolare n. 1968 del 15/02/2008 recante "Pareti di muratura portante resistenti al fuoco" ed ulteriori atti emanati dall'autorità competente in materia.</td></tr>
<tr><td>Appendice C</td><td>nota</td><td>Non si forniscono indicazioni specifiche</td></tr>
<tr><td colspan="2">Utilizzo delle appendici informative</td><td>Le Appendici A, C, D e F mantengono il carattere informativo</td></tr>
</table>

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1996-2:2006

Eurocodice 6: Progettazione delle strutture di muratura
Parte 2: Considerazioni progettuali, selezione dei materiali ed esecuzione delle murature

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1996-2:2006

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per le strutture in muratura, nella selezione dei materiali e nell'esecuzione

Appendice nazionale

UNI-EN-1996-2 – Eurocodice 6 - "Progettazione delle strutture di muratura – Parte 2: Considerazioni progettuali, selezione dei materiali ed esecuzione delle murature"

EN 1996-2 – Eurocode 6 - "Design of masonry structures – Part 2: Design considerations, selection of materials and execution of masonry "

1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1996-2, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 25/02/2011

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali e sulle informazioni complementari non contraddittorie che debbono essere fissati nella UNI-EN-1996-2 relativamente ai seguenti paragrafi:

1.1.(2)P

2.3.1(1)

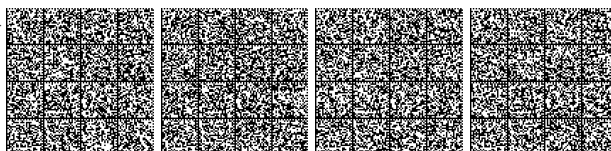
2.3.4.2(2)

3.4.3

3.5.3.1(1)

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1996-2.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1996-2 – Progettazione delle strutture in muratura – Parte 2: Considerazioni progettuali, selezione dei materiali ed esecuzione delle murature.

3) Decisioni nazionali

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
1.1.(2)P	Nota	Nessuna indicazione aggiuntiva
2.3.1(1)	Nota	Nessuna indicazione aggiuntiva
2.3.4.2(2)	Nota	Si adottano i valori raccomandati
3.4 (3)	Nota	In aggiunta ai valori indicati nella Tabella 3.1 ed illustrati in Figura 3.1, si considerano i valori riportati nella sezione 4.1 della presente appendice nazionale.
3.5.3.1(1)	Nota	Si adotta il valore raccomandato

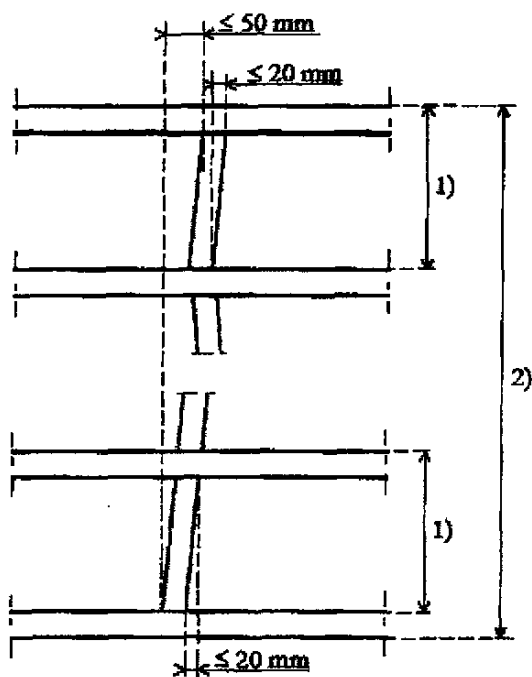
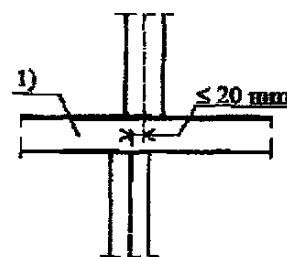
Tabella 3.1 - Deviazioni ammesse per elementi murari

Posizione	Massima deviazione
Verticalità	
in qualsiasi interpiano sull'altezza totale di edifici di 3 0 più piani allineamento verticale	± 20 mm ± 50 mm ± 20 mm
Rettilineità[a]	
per ciascun metro su 10 metri	± 10 mm ± 50 mm
Spessore	
del singolo strato di parete[b] della cavità totale del muro	± 5 mm o ± 5% dello spessore dello strato prendendo il maggiore dei due ± 10 mm

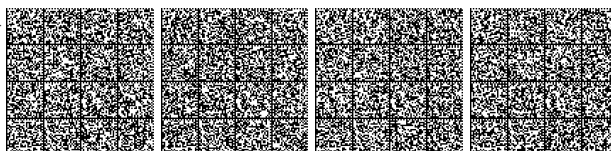
[a] La deviazione della rettilineità è misurata a partire da una retta che si appoggia a due punti di riferimento

[b] Escludendo il caso in cui lo spessore dello strato corrisponda alla larghezza o lunghezza del singolo elemento di muratura, dove le tolleranze dimensionali dello spessore dello strato coincidono con quelle del singolo elemento.

≤ 50 mm
≤ 20 mm
1)
2)
1)
≤ 20 mm

1)
≤ 20 mm

1) altezza di piano
2) altezza dell'edificio

1) piano intermedio

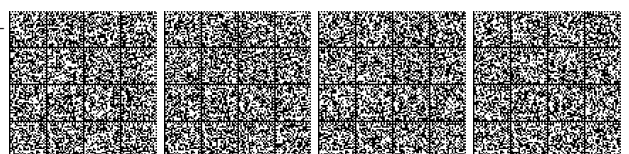
verticalità **allineamento verticale**

Fig. 3.1 - Massima deviazione della verticale

4) <u>Indicazioni aggiuntive non contraddittorie</u>

4.1 Deviazioni ammesse dalle specifiche progettuali (§ 3.4.[3])

In aggiunta ai valori indicati nella Tabella 3.1 ed in Figura 1, le deviazioni ammesse dalle specifiche progettuali dovranno anche rispettare i seguenti limiti.

Posizione	**Massima deviazione**
Verticalità	
in qualsiasi interpiano (Figura 3.1a, 1)	±h/200 (h altezza netta del muro da solaio a solaio)
nell'altezza totale di edifici di tre o più piani (Figura 3.1a, 2)	±35 mm
allineamento verticale (Figura 3.1b)	il minore, in valore assoluto, tra ±15 mm e ±t/15 (t spessore del muro sottostante)
Planarità/rettilineità[a]	
su 10 m	±35 mm

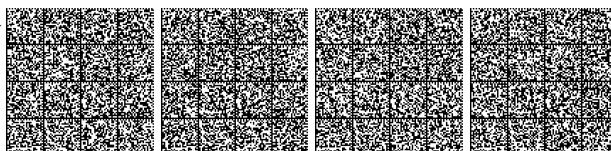
[a] la deviazione dalla planarità/rettilineità è misurata a partire da una linea retta ideale tra due punti

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1996-3:2006

Eurocodice 6: Progettazione delle strutture di muratura
Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA
alla UNI EN 1996-3:2006

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per i metodi di calcolo semplificato per le strutture in muratura

Appendice nazionale

UNI-EN-1996-3 – Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura – Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata
EN 1996-3 – Eurocode 6 - Design of masonry structures – Part 3: Simplified calculation methods for unreinforced masonry structures

1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1996-3, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 25/02/2011

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN-1996-3 relativamente ai seguenti paragrafi:

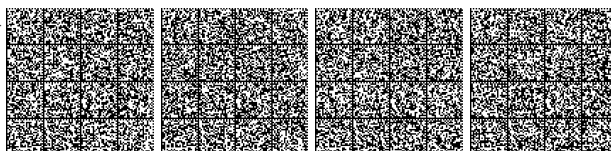
2.3 (2)P
4.1 (P)
4.2.1.1 (1)P
4.2.2.3 (1)
D.1 (1)
D.2 (1)
D.3 (1)

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1996-3.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1996-3 – Progettazione delle strutture in muratura – Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata.

3) Decisioni nazionali

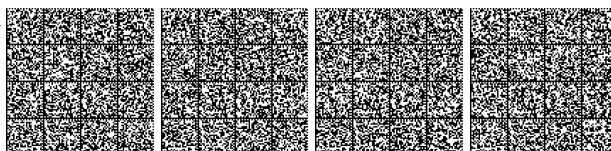
Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
2.3 (2)P	Nota	Si adottano i valori di γ_M riportati nell'annesso nazionale alla EN 1996-1-1
4.1 (P)	Nota	Si assume che la verifica della stabilità globale dell'edificio sia soddisfatta se risulta soddisfatta l'equazione 5.1 del punto 5.4.(2) della EN 1996-1-1
4.2.1.1 (1)P	Nota	L'altezza massima h_m è pari a 12 m. (dallo spiccato della fondazione della struttura in muratura)
4.2.2.3 (1)	Nota	Si adotta il valore raccomandato di n_{min} .
D.1 (1)	Nota	Si adottano i valori raccomandati nelle tabelle, ricordando che devono essere rispettati i requisiti riportati al punto 4) "Indicazioni aggiuntive" dell'appendice nazionale alla EN 1996-1 -1. Sono quindi esclusi gli elementi del Gruppo 3 e del Gruppo 4.
D.2 (1)	Nota	Si adottano i valori raccomandati nelle tabelle.
D.3 (1)	Nota	Si adottano i valori raccomandati nella tabella.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1997-1:2005

Eurocodice 7: Progettazione geotecnica
Parte 1: Regole generali

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA
alla UNI EN 1997-1:2005

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare nella progettazione geotecnica

Appendice nazionale

UNI-EN-1997-1 – Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
EN 1997-1 – Eurocode 7 – Geotechnical design – Part 1: General rules

1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1997-1, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 24/09/2010

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che devono essere fissati nella UNI-EN-1997-1 relativamente ai seguenti paragrafi:

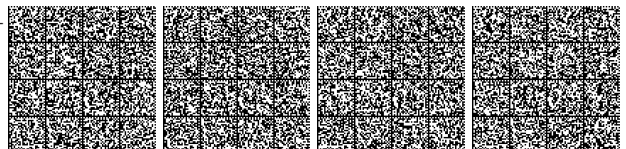
2.1(8)P	7.6.2.2(8)P	A.3.1
2.4.6.1(4)P	7.6.2.2(14)P	A.3.2
2.4.6.2(2)P	7.6.2.3(4)P	A.3.3.1
2.4.7.1(2)P	7.6.2.3(5)P	A.3.3.2
2.4.7.1(3)	7.6.2.3(8)	A.3.3.3
2.4.7.1(4)	7.6.2.4(4)P	A.3.3.4
2.4.7.1(5)	7.6.3.2(2)P	A.3.3.5
2.4.7.1(6)	7.6.3.2(5)P	A.3.3.6
2.4.7.2(2)P	7.6.3.3(3)P	A.4
2.4.7.3.2(3)P	7.6.3.3(4)P	A.5
2.4.7.3.3(2)P	7.6.3.3(6)	
2.4.7.3.4.1(1)P	8.5.2(2)P	
2.4.7.4(3)P	8.5.2(3)	
2.4.7.5(2)P	8.6(4)	
2.4.8(2)	10.2(3)	
2.4.9(1)P	11.5.1(1)P	
2.5(1)	A.2	

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'utilizzazione in Italia della UNI-EN-1997-1.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1997-1 – Progettazione geotecnica - Regole generali.

3) Decisioni nazionali

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
2.1(8)P	NOTA	Non sono da introdurre requisiti minimi per indagini, metodi di calcolo e controlli geotecnici al variare della complessità delle opere.
2.4.6.1(4)P	NOTA 1	Si rinvia alle Tabelle A.1, A.3, A.15 e A.17 riportate rispettivamente nei paragrafi A.2, A.3.1, A.4 e A.5
2.4.6.2(2)P	NOTA 1	Si rinvia alle Tabelle A.2, A.4 e A.16 riportate rispettivamente nei paragrafi A.2, A.3.2 e A.4
2.4.7.1(2)P	NOTA	Si rinvia a tutte le Tabelle riportate nei paragrafi A.2, A.3.1, A.3.2, A.3.3.1, A.3.3.2, A.3.3.3, A.3.3.4, A.3.3.5, A.3.3.6, A.4 e A.5
2.4.7.1(3)	NOTA	I coefficienti per le azioni eccezionali sono pari a 1,00
2.4.7.1(4)	NOTA	Non sono da indicare valori dei coefficienti parziali più cautelativi di quelli stabiliti nell'Appendice A. Valori più cautelativi potranno essere richiesti dal committente o motivatamente assunti dal progettista.
2.4.7.1(5)	NOTA	Non si accettano valori dei coefficienti parziali meno cautelativi di quelli definiti nell'Appendice A.
2.4.7.1(6)	NOTA	Non si indicano coefficienti di modello
2.4.7.2(2)P	NOTA 2	Si rinvia alle Tabelle A.1e A.2 riportate nel paragrafo A.2
2.4.7.3.2(3)P	NOTA	Si rinvia alle Tabelle A.3 e A.4 riportate nei paragrafi A.3.1 e A.3.2
2.4.7.3.3(2)P	NOTA	Si rinvia alle Tabelle A.2, A.4 e A.16 riportate rispettivamente nei paragrafi A.2, A.3.2 e A.4
2.4.7.3.4.1(1)P	NOTA 1	L'Approccio progettuale 1 è sempre applicabile. L'Approccio progettuale 2 si può adottare limitatamente al caso di strutture con fondazioni dirette o su pali ed ai muri di sostegno con fondazioni dirette e su pali, ma privi di ancoraggi. L'approccio 2 non potrà essere utilizzato per paratie ed altre opere e sistemazioni geotecniche.
2.4.7.4(3)P	NOTA	Si rinvia alle Tabella A.15 e A16 riportate nel paragrafo A.4
2.4.7.5(2)P	NOTA 1	Si rinvia alla Tabella A.17 riportata nel paragrafo A.5
2.4.8(2)	NOTA	I coefficienti parziali per le azioni accidentali sono pari a 1,00
2.4.9(1)P	NOTA	I valori limite dei cedimenti delle fondazioni devono essere fissati dal committente o scelti responsabilmente dal progettista.
2.5(1)	NOTA	Non si fornisce alcuna regola di progettazione convenzionale e cautelativa.
7.6.2.2(8)P	NOTA	Si rinvia alla Tabella A.9 riportata nel paragrafo A.3.3.3
7.6.2.2(14)P	NOTA	Si rinvia alle Tabelle A.6, A.7 e A.8 riportate nel paragrafo A.3.3.2
7.6.2.3(4)P	NOTA	Si rinvia alle Tabelle A.6, A.7 e A.8 riportate nel paragrafo A.3.3.2
7.6.2.3(5)P	NOTA	Si rinvia alla Tabella A.10 riportata nel paragrafo A.3.3.3
7.6.2.3(8)	NOTA	Non si adotta un coefficiente di modello
7.6.2.4(4)P	NOTA	Si rinvia alla Tabella A.11 riportata nel paragrafo A.3.3.3
7.6.3.2(2)P	NOTA	Si rinvia alle Tabelle A.6, A.7 e A.8 riportata nel paragrafo A.3.3.2
7.6.3.2(5)P	NOTA	Si rinvia alla Tabella A.9 riportata nel paragrafo A.3.3.3
7.6.3.3(3)P	NOTA	Si rinvia alle Tabelle A.6, A.7 e A.8 riportata nel paragrafo A.3.3.2
7.6.3.3(4)P	NOTA	Si rinvia alla Tabella A.10 riportata nel paragrafo A.3.3.3
7.6.3.3(6)	NOTA	Non si adotta un coefficiente di modello
8.5.2(2)P	NOTA	Si rinvia alla Tabella A.12 riportata nel paragrafo A.3.3.4

8.5.2(3)	NOTA	Si fa riferimento ai valori di ξa riportati in Tabella in funzione del numero di prove di sfilamento di progetto eseguite. Coefficienti di correlazione per prove su ancoraggi Numero di prove: 1 / 2 / >2 ξ_{a1}: 1,5 / 1,4 / 1,3 ξ_{a2}: 1,5 / 1,3 / 1,2 Il valore della resistenza caratteristica $R_{a;k}$ sarà determinato come il valore minimo tra quelli ottenuti con le seguenti formule: $R_{a;k1} = \frac{R_{am}}{\xi_{a1}}$ $R_{a;k2} = \frac{R_{amin}}{\xi_{a2}}$ in cui con R_{am} e R_{amin} si sono indicati rispettivamente le resistenze medie e minime ottenute con prove di sfilamento su ancoraggi pilota che, per proprietà dei terreni interessati, caratteristiche geometriche e tecnologiche, sono simili a quelli che saranno eseguiti in fase di realizzazione dell'opera. Per le verifiche basate su formule teoriche si rinvia al paragrafo 4) della presente Appendice nazionale
8.6(4)	NOTA	I coefficienti di modello per le verifiche allo stato limite di servizio per gli ancoraggi vanno assunti pari ai coefficienti parziali di sicurezza utilizzati nelle corrispondenti verifiche allo stato limite ultimo.
10.2.(3)	NOTA	Non si accetta la possibilità di trattare la resistenza al sollevamento dovuta a resistenza a taglio ed a forze di ancoraggio come azioni permanenti stabilizzanti. Non si forniscono, quindi, coefficienti parziali di sicurezza.
11.5.1(1)P	NOTA	Si rinvia alle Tabelle A.3, A.4 e A.14 riportate rispettivamente nei paragrafi A.3.1, A.3.2 e A.3.3.6
A.2	NOTA	Si vedano le Tabella A.1 e A.2 allegate in calce.
A.3.1	NOTA	Si veda la Tabella A.3 allegata in calce.
A.3.2	NOTA	Si veda la Tabella A.4 allegata in calce.
A.3.3.1	NOTA	Si veda la Tabella A.5 allegata in calce.
A.3.3.2	NOTA	Si vedano le Tabelle A.6, A.7 e A.8 allegate in calce
A.3.3.3	NOTA	Si vedano le Tabelle A.9, A.10 e A.11 allegate in calce
A.3.3.4	NOTA	Si veda la Tabella A.12 allegata in calce.
A.3.3.5	NOTA	Si veda la Tabella A.13 allegata in calce.
A.3.3.6	NOTA	Si veda la Tabella A.14 allegata in calce.
A.4	NOTA	Si vedano le Tabelle A.15 e A.16 allegate in calce
A.5	NOTA	Si veda la Tabella A.17 allegata in calce.
Appendice B (informativa)		Si conferma il carattere informativo dell'appendice.
Appendice C (informativa)		Si conferma il carattere informativo dell'appendice. Si possono utilizzare metodi alternativi per il calcolo delle spinte attiva e passiva.
Appendice D (Informativa)		Si conferma il carattere informativo dell'appendice.
Appendice E (informativa)		Non si accetta l'uso di tale appendice.
Appendice F (informativa)		Si conferma il carattere informativo dell'appendice.

Appendice G (informativa)		Si conferma il carattere informativo dell'appendice
Appendice H (informativa)		Si conferma il carattere informativo dell'appendice
Appendice J (informativa)		Si conferma il carattere informativo dell'appendice

Tabella A1
Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite EQU [(1)]

Azione	Simbolo	Valore
Permanente sfavorevole[(2)]	$\gamma_{G;dst1}$	1,1
	$\gamma_{G;dst2}$	1,5
Permanente favorevole[(2)]	$\gamma_{G;stb1}$	0,9
	$\gamma_{G;stb2}$	0
Variabile sfavorevole	$\gamma_{Q;dst}$	1,5
Variabile favorevole	$\gamma_{Q;stb}$	0

(1) I coefficienti sono definiti nell'Appendice dell'EN 1990. In questa sede sono riportati solo per facilità di consultazione.

(2) Si distinguono due coefficienti γ_G, γ_{G1} e γ_{G2}, rispettivamente per i carichi permanenti strutturali e non strutturali.
In ogni verifica allo stato limite ultimo si considerano carichi strutturali tutti quelli che derivano dalla presenza di strutture e materiali che, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di resistenza e rigidezza. In particolare, si considera tra i carichi strutturali il peso proprio del terreno nelle verifiche di rilevati e scarpate, la spinta sulle opere di sostegno, e così via.
Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti per le azioni permanenti strutturali.

Tabella A2

Coefficienti parziali sui parametri del terreno per le verifiche nei confronti di stati limite EQU

Parametro del terreno	Simbolo	Valore
Angolo di resistenza a taglio (o di attrito)	$\gamma_{\varphi'}$	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,25
Resistenza (o coesione) non drenata	γ_{cu}	1,4
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,6
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1,0

Tabella A3
Coefficienti parziali su azioni o effetto delle azioni

Azione	Simbolo	Valori	
		A1	A2
Permanente sfavorevole[(1)]	γ_G	$\gamma_{G1}=1,3$	$\gamma_{G1}=1,0$
		$\gamma_{G2}=1,5$	$\gamma_{G2}=1,3$
Permanente favorevole[(1)]		$\gamma_{G1}=1,0$	$\gamma_{G1}=1,0$
		$\gamma_{G2}=0$	$\gamma_{G2}=0$
Variabile sfavorevole	γ_Q	1,5	1,3
Variabile favorevole		0	0

(1) Si distinguono due coefficienti γ_G, γ_{G1} e γ_{G2} rispettivamente per i carichi permanenti strutturali e non strutturali. In ogni verifica allo stato limite ultimo, si considerano strutturali tutte le azioni che derivano dalla presenza di strutture e materiali che, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di resistenza e rigidezza. In particolare, si considera tra i carichi strutturali il peso proprio del terreno nelle verifiche di rilevati e scarpate, la spinta sulle opere di sostegno, e così via.
Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti per le azioni permanenti strutturali.

Tabella A4
Coefficienti parziali sui parametri del terreno per le verifiche nei confronti di stati limite STR e GEO

Parametro del terreno	Simbolo	Valori	
		M1	M2[(1)]
Angolo di resistenza a taglio (o di attrito)	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza (o coesione) non drenata	γ_{cu}	1,0	1,4
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,0	1,6
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1,0	1,0

Tabella A5
Coefficienti parziali per resistenza di fondazioni superficiali [(1)]

Resistenza	Simbolo		
		R1[(2)]	R2
Carico limite	$\gamma_{R;v}$	1,8	2,3
Scorrimento	$\gamma_{R;h}$	1,1	1,1

(1) I coefficienti di questa tabella non si applicano al caso di fondazioni di opere con prevalente funzione di sostegno delle terre
(2) I coefficienti R1 si applicano solo con la Combinazione 2 del DA1. Per la Combinazione 1 i coefficienti R1 sono unitari.

Tabella A6

Coefficienti parziali per resistenza di pali battuti [(1)]

Resistenza	Simbolo	Valori		
		R1	R2	R4
Punta	γ_b	1,0	1,15	1,45
Laterale	γ_s	1,0	1,15	1,45
Totale (compressione)	γ_t	1,0	1,15	1,45
Laterale (trazione)	$\gamma_{s;t}$	1,0	1,25	1,6
(1) I coefficienti si riferiscono solo alla verifica sotto carichi assiali				

Tabella A7

Coefficienti parziali per resistenza di pali trivellati [(1)]

Resistenza	Simbolo	Valori		
		R1	R2	R4
Punta	γ_b	1,0	1,35	1,7
Laterale	γ_s	1,0	1,15	1,45
Totale (compressione)	γ_t	1,0	1,3	1,6
Laterale (trazione)	$\gamma_{s;t}$	1,0	1,25	1,6
(1) I coefficienti si riferiscono solo alla verifica sotto carichi assiali				

Tabella A8

Coefficienti parziali per resistenza di pali a elica continua [(1)]

Resistenza	Simbolo	Valori		
		R1	R2	R4
Punta	γ_b	1,0	1,3	1,6
Laterale	γ_s	1,0	1,15	1,45
Totale (compressione)	γ_t	1,0	1,25	1,55
Laterale (trazione)	$\gamma_{s;t}$	1,0	1,25	1,6
(1) I coefficienti si riferiscono solo alla verifica sotto carichi assiali				

Tabella A9

Coefficienti di correlazione per prove di carico statiche di progetto su pali pilota

ξ per n =	1	2	3	4	≥5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

Tabella A10

Coefficienti di correlazione per derivare valori caratteristici della resistenza del palo da calcoli eseguiti a partire dai risultati di indagini in sito e laboratorio sul terreno

ξ per n =	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

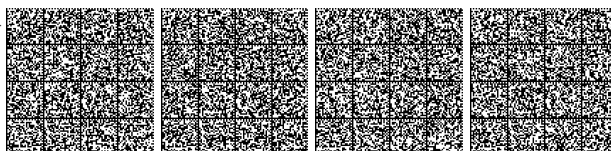



Tabella A11
Coefficienti di correlazione per prove dinamiche di carico su pali

ξ per n	≥2	≥5	≥10	≥15	≥20
ξ_5	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
ξ_6	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

Tabella A12
Coefficienti parziali per resistenza ancoraggi pretesi (a bulbo iniettato)

Resistenza	Simbolo	Valori	
		R1	R4
Ancoraggi temporanei	$\gamma_{a;t}$	1,1	1,1
Ancoraggi permanenti	$\gamma_{a;p}$	1,2	1,2

Tabella A13
Coefficienti parziali per verifiche delle opere di sostegno

Resistenza	Simbolo	Valori	
		R1	R2[1]
carico limite	$\gamma_{R;v}$	1,0	1,4
scorrimento	$\gamma_{R;h}$	1,0	1,1
resistenza passiva	$\gamma_{R;e}$	1,0	1,4

(1) L'approccio DA2 ed i relativi coefficienti R2 si applicano alla sola verifica dei muri di sostegno privi di ancoraggio. Non si applicano alle paratie.

Tabella A14
Coefficienti di sicurezza per verifiche di stabilità globale

Resistenza	Simbolo	Valori
		R1
resistenza a taglio del terreno	$\gamma_{R;e}$	1,1

Tabella A15

Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati UPL

Azione	Simbolo	Valore
Permanente sfavorevole strutturale(1)	$\gamma_{G;dst,1}$	1,1
Permanenti sfavorevoli non strutturali(1)	$\gamma_{G;dst,2}$	1,5
Permanente favorevole strutturale	$\gamma_{G;stb,1}$	0,9
Permanente favorevole non strutturale	$\gamma_{G;stb,2}$	0
Variabile sfavorevole	$\gamma_{Q;dst}$	1,5

(1) Si distinguono due coefficienti γ_G, γ_{G1} e γ_{G2} rispettivamente per i carichi permanenti strutturali e non strutturali. In ogni verifica allo stato limite ultimo, si considerano strutturali tutte le azioni che derivano dalla presenza di strutture e materiali che, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di resistenza e rigidezza.
Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti per le azioni permanenti strutturali.

Tabella A16

Coefficienti parziali sui parametri del terreno per le verifiche nei confronti di stati limite UPL

Parametro del terreno	Simbolo	Valore
Angolo di resistenza a taglio (o di attrito)	$\gamma_{\varphi'}$	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,25
Resistenza (o coesione) non drenata	γ_{cu}	1,4
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,6
Resistenza ancoraggi	γ_a	1,4

Tabella A17

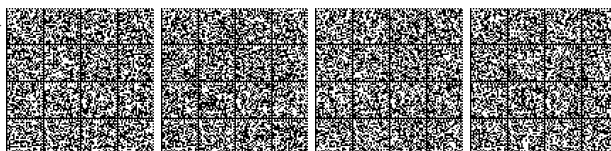
Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati HYD

Azione	Simbolo	Valore
Permanente sfavorevole strutturale (1)	$\gamma_{G;dst,1}$	1,3
Permanenti sfavorevoli non strutturali (1)	$\gamma_{G;dst,2}$	1,5
Permanente favorevole strutturale(1)	$\gamma_{G;stb,1}$	0,9
Permanente favorevole non strutturale(1)	$\gamma_{G;stb,2}$	0
Variabile sfavorevole	$\gamma_{Q;dst}$	1,5

(1) Si distinguono due coefficienti γ_G, γ_{G1} e γ_{G2} rispettivamente per i carichi permanenti strutturali e non strutturali. In ogni verifica allo stato limite ultimo, si considerano strutturali tutte le azioni che derivano dalla presenza di strutture e materiali che, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di resistenza e rigidezza. In particolare, si considera tra i carichi strutturali il peso

proprio del terreno nelle verifiche di rilevati e scarpate, la spinta sulle opere di sostegno, e così via.
Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti per le azioni permanenti strutturali.

4) Indicazioni Aggiuntive

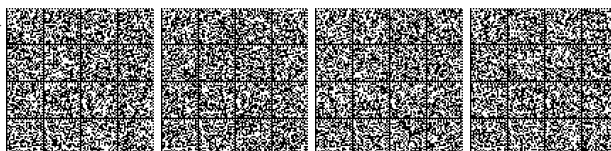
Per la progettazione dei pali sotto azioni trasversali e degli ancoraggi si deve fare riferimento alle Norme Tecniche 2008 GU 14/1/2008

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1997-2:2007

Eurocodice 7: Progettazione geotecnica
Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA
alla UNI EN 1997-2:2007

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per indagini e prove nel sottosuolo

Appendice nazionale

UNI-EN-1997-2 – Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica: Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo.
EN-1997-2 - Eurocode 7: Geotechnical Design – Part 2: Ground investigation and testing

1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1997-2, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 25/02/2011

2) Introduzione

Il documento, che contiene 24 Appendici informative, non prevede di definizione di alcun parametro

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1998-1:2007

Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica
Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1998-1:2007

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per la progettazione delle strutture per azioni sismiche

Appendice Nazionale

UNI-EN-1998-1 – Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.
Parte 1- Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
EN-1998-1 – Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance-
Part 1 - General Rules, seismic actions and rules for buildings.

1) Premessa

Questa Appendice nazionale contiene i parametri nazionali alla UNI-EN-1998-1.
L'Appendice contiene anche valori e prescrizioni relativi alla definizione delle azioni sismiche (accelerazioni, spettri di risposta e relative classificazioni stratigrafiche, spostamenti relativi del terreno ecc) come per tutti i valori NPD dell'EN 1998-1. Detti parametri sono coerenti con i criteri generali e specifici sulle azioni sismiche definite per il territorio nazionale. I valori dei parametri che definiscono le azioni sismiche e individuano le Zone sismiche (ai sensi dell'art. 83 comma 2 del DPR 06.06.2001 n. 380) sono dati in allegato alla presente Appendice. Oltre ai parametri descritti al paragrafo 3, è dato un maggior dettaglio degli stessi al paragrafo 4: "osservazioni", nel quale sono riportate tra l'altro alcune prescrizioni relative al testo della Normativa Nazionale, qui integralmente riprese. Nel paragrafo 4 è pertanto indicata sia la numerazione dei parametri nazionali, sia la numerazione del testo della Normativa Tecnica Nazionale cui si fa riferimento.
L'Appendice è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 24/09/2010

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN-1998-1 relativamente ai seguenti paragrafi:

1.1.2(7)	4.3.3.1 (4)	5.11.3.4(7)e	9.2.3(1)
2.1(1)P	4.3.3.1 (8)	6.1.2(1)P	9.2.4(1)
2.1(1)P	4.4.2.5 (2).	6.1.3(1)	9.3(2)
3.1.1(4)	4.4.3.2 (2)	6.2(3)	9.3(2)
3.1.2(1)	5.2.1(5)P	6.2 (7)	9.3(3)
3.2.1(1), (2),(3)	5.2.2.2(10)	6.5.5(7)	9.3(4), Table 9.1
3.2.1(4)	5.2.4, (3)	6.7.4(2)	9.3(4), Table 9.1
3.2.1(5)P	5.4.3.5.2(1)	7.1.2(1)P	9.5.1(5)
3.2.2.1(4), 3.2.2.2(1)P	5.8.2(3)	7.1.3(1), (3)	9.6(3)
3.2.2.3(2)	5.8.2(4)	7.1.3(4)	9.7.2(1)
3.2.2.5(4)P	5.8.2(5)	7.7.2(4)	9.7.2(2)b
4.2.3.2(8)	5.11.1.3.2(3)	8.3(1)P	9.7.2(2)c
4.2.4(2)P	5.11.1.4	9.2.1(1)	9.7.2(5)
4.2.5(5)P	5.11.1.5(2)	9.2.2(1)	10.3(2)P

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citate, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1998-1.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1998-1

3) Decisioni nazionali

<table>
<tr><th>Paragrafo</th><th>Pagina</th><th>Parametro nazionale
- valore o prescrizione -</th></tr>
<tr><td>1.1.2(7)</td><td>Nota</td><td>L'annesso A, che resta informativo, è recepito integralmente nella espressione dello spettro di risposta elastico in spostamento illustrata al paragrafo 4 della presente Appendice Nazionale. L'Annesso B è di tipo informativo. Si evidenzia come altri criteri possano essere utilizzati per valutare lo spostamento massimo.</td></tr>
<tr><td>2.1(1)P</td><td>Nota1</td><td>La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata nella tabella I e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Tab. I - Vita nominale V_N per diversi tipi di opere
<table>
<tr><th>TIPO</th><th>DESCRIZIONE</th><th>Vita nominale V_N (in anni)</th></tr>
<tr><td>1</td><td>Strutture provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva[(1)]</td><td>≤ 10</td></tr>
<tr><td>2</td><td>Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe, di dimensioni contenute, o di importanza normale</td><td>≥ 50</td></tr>
<tr><td>3</td><td>Opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe, di grandi dimensioni, o di importanza strategica</td><td>≥ 100</td></tr>
</table>
[(1)] Le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni

Le costruzioni sono classificate in quattro classi d'importanza, definite nella Nota al successivo punto 4.2.2.(5)P.

Le azioni sismiche vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U, definito oltre

$$V_R = V_N C_U$$

Per strutture con V_R=50 anni, per lo stato limite di salvaguardia della vita, definito nel paragrafo 4 della presente Appendice Nazionale, si adotta il valore consigliato T_{NCR} = 475 anni.

P_{NCR} =10% in 50 anni

Per strutture con V_R=75 anni , T_{NCR} = 712.5 anni

Per strutture con V_R=100 anni, T_{NCR} = 950 anni</td></tr>
<tr><td>2.1(1)P</td><td>Nota3</td><td>Per strutture con V_R=50 anni, per lo stato limite di danno, si adotta il valore
T_{DLR} = 50 anni
P_{DLR} =63% in 50 anni

Per strutture con V_R=75 anni, T_{NCR} = 75 anni

Per strutture con V_R=100 anni, T_{NCR} = 100 anni

Per le strutture nelle quali la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza :

per strutture tipo 2, T_{DLR} = 92 anni , P_{DLR} = 42% in 50 anni

per strutture tipo 3, T_{DLR} = 132 anni, P_{DLR} =31.5% in 50 anni</td></tr>
</table>

3.1.1(4)	Nota	Non si introducono ulteriori specificazioni, lasciando la definizione generale
3.1.2(1)	Nota	Il punto 3.1.2 dell'Eurocodice (1998.1) è sostituito da quanto riportato al paragrafo 4 della presente Appendice Nazionale. La tab 3.1 del Eurocodice 1998.1 viene specificata in modo più esauriente ed è sostituita dalla tabella riportata in questa appendice. I valori dei parametri che definiscono lo spettro: S, T_B, T_C, T_D sono ricavati in base alle espressioni riportate nella presente appendice al paragrafo 4. Sono date espressioni diverse in funzione dei tipi di sottosuolo e della situazione orografica.
3.2.1(1), (2),(3)	Note	Le Zone sismiche sono individuate in base al valore dell'accelerazione $a_{g,475}$, che rappresenta l'accelerazione al suolo su sottosuolo di categoria A avente periodo di ritorno di 475 anni. Per tutti i siti, sono forniti i valori di a_g, F_0 e T_c* necessari per la determinazione delle azioni sismiche da impiegare per le diverse verifiche. La classificazione italiana dà per ciascun sito lo spettro di risposta su sottosuolo A dal quale ricavare, in base alle espressioni di cui al punto 3.1.2(1), gli spettri di risposta di progetto per tutti i tipi di sottosuolo.
3.2.1(4)	Nota	La Zona Sismica 3, detta a Bassa Sismicità, è caratterizzata da $0{,}05 \cdot g < a_{g,475} \leq 0{,}15$ g.
3.2.1(5) P	Nota	La Zona Sismica 4, detta a Sismicità Molto Bassa, è caratterizzata da $a_{g,475} \leq 0{,}05$ g. In tale Zona possono adottarsi criteri di progettazione semplificati secondo quanto indicato al punto 4 della presente Appendice .
3.2.2.1(4), 3.2.2.2(1)P	Nota(1) Nota(2)	I parametri che definiscono le forme spettrali sono definite nel paragrafo 4 della presente Appendice Nazionale.
3.2.2.3(2)	Nota	Le forme spettrali sono quelle definite nell'Eurocodice 1998.1 tuttavia variano alcuni parametri nonché la simbologia. La amplificazione massima spettrale è data dal parametro F_0 per le azioni orizzontali ed F_v per quelle verticali, anziché da valori fissi come definito nell'Eurocodice. Per facilitare l'utilizzo dei parametri, al successivo paragrafo 4) si danno le espressioni complete dei parametri in accordo con la Normativa Tecnica Nazionale
3.2.2.5(4)P	Nota	Si accetta il valore consigliato $\beta = 0{,}2$. Per le espressioni complete degli spettri di progetto si rimanda a quanto riportato nel paragrafo 4 del presente Appendice Nazionale.
4.2.3.2(8)	Nota	Non viene data definizione del centro di rigidezza
4.2.4(2)P	Nota	$\varphi = 1{,}00$ per ciascuna categoria e piano.
4.2.5(5)P	Nota	I coefficienti di importanza così come definiti nel EN1998.1, ove moltiplicano l'azione sismica, sono da assumere pari ad 1. In questo Annesso Tecnico Nazionale l' importanza degli edifici è tenuta in conto direttamente nella definizione dell'azione sismica modificando i periodi medi di ritorno o dividendo l'associata probabilità di superamento per dei coefficienti detti Coefficienti d'uso, C_u.

		I Coefficienti d'uso sono definiti per le quattro classi d'uso. La classe d'uso I ha coefficiente d'uso C_u=0,7, la classe d'uso II ha coefficiente d'uso C_u=1,0, le classi III e IV hanno coefficienti d'uso C_u=1,5 e C_u=2,0, rispettivamente (vedi tabella). Nel paragrafo 4 è riportata la definizione delle classi d'uso Classe d'uso / C_u: I – 0,7; II – 1; III – 1.5; IV – 2 Per le strutture, salvo quelle di cui al paragrafo successivo, i coefficienti C_u incrementano, moltiplicandolo, il periodo medio di ritorno definito per C_u=1 Per le strutture nelle quali la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, il fattore C_u divide il valore di P_{DLR} con cui ricavare i periodi di ritorno [si vedano i punti 2.1.1p, Nota 1 e Nota 2.].
4.3.3.1 (4)	Nota	È consentito l'uso dei metodi d'analisi non lineare anche nel caso di edifici non isolati alla base. In tali casi i valori dei coefficienti parziali da adottare dovranno tener conto di quanto riportato al punto 4.4.2.2.5
4.3.3.1 (8)	Nota	Nel rispetto delle condizioni di cui ai punti a) – d) di 4.3.3.1 (8) l'analisi piana in due direzioni è ammessa indipendentemente dalla classe di importanza dell'edificio.
4.4.2.5 (2).	Nota	Si adotta per i diaframmi orizzontali un valore unico γ_{Rd} = 1.3 indipendentemente dal modo di rottura dei diaframmi stessi
4.4.3.2 (2)	Nota	La valutazione dello spostamento per lo stato limite di danno si fa con il relativo spettro di risposta assumendo. ν=1 Per le strutture di classe III e IV la verifica va fatta anche con l' azione relativa allo stato limite di operatività (SL0) assumendo:, ν=1,5
5.2.1(5)P	Nota	Nessuna limitazione geografica all'utilizzo delle classi di duttilità M e H. E' consentito l'uso delle classe di duttilità L nelle zona 4 con le condizioni di cui al paragrafo 4) punto 3.2.1(5) della presente Appendice. Nelle altre Zone, qualora sia necessario progettare in classe di duttilità L, si deve adottare un coefficiente di struttura q=1.
5.2.2.2(10)	Nota	Non è consentito alcun aumento di q a seguito del controllo di qualità
5.2.4, (3)	Nota	Si adottano i valori γ_M adottati per le condizioni di carico fondamentali contenute in 1992 -1-1 per le verifiche allo SLU
5.4.3.5.2(1)	Nota	Si accetta il valore suggerito: quello minimo previsto per le pareti in zona non sismica EN 1992-1-1
5.8.2(3)	Nota	Le strutture di fondazione devono essere collegate tra loro da un reticolo di travi, o da una piastra dimensionata in modo adeguato, in grado di assorbire le forze assiali conseguenti. In assenza di valutazioni più accurate, si possono conservativamente assumere le seguenti azioni assiali:

		± 0,3 N_{Sd} a_{max} /g per il profilo stratigrafico di tipo B ± 0,4 N_{Sd} a_{max} /g per il profilo stratigrafico di tipo C ± 0,6 N_{Sd} a_{max} /g per il profilo stratigrafico di tipo D
5.8.2(4)	Nota	Si adottano i valori consigliati
5.8.2(5)	Nota	Si adotta il valori consigliato $\rho_{b,min}$ = 0.4%.
5.11.1.3.2(3)	Nota	La classe di duttilità L è può essere utilizzata nelle Zone a sismicità molto bassa, Zona 4, con le prescrizioni di cui al punto3.2.1(5) della presente Appendice Nelle altre Zone, qualora sia necessario progettare in classe di duttilità L, si deve adottare un coefficiente di struttura q=1.
5.11.1.4	Nota	Si adotta il valore consigliato k_p=1 nel caso di strutture che rispettano quanto previsto ai punti 5.11.2.1.1, 5.11.2.1.2, 5.11.2.1.3. Qualora questa condizione non sia soddisfatta occorrerà dimostrare il comportamento duttile della connessione e dell'insieme strutturale anche con adeguata sperimentazione. In alternativa si assumerà un fattore di struttura q_p pari a 1.5 come previsto al punto 5.11.1.4(2). Esso corrisponde al valore k_p=1.5/q
5.11.1.5(2)	Nota	Qualora sia necessario verificare la stabilità durante l'esecuzione, la verifica allo stato limite ultimo si valuterà con l'azione relativa alla vita nominale di 10 anni e Cn=1 ottenendo così periodo di ritorno di 95 anni.
5.11.3.4(7)e	Nota	Si adotta il valore consigliato
6.1.2(1)P	Nota(1) Nota(2)	Si adotta il valore consigliato nella Nota (1) del limite superiore del fattore di struttura per strutture a bassa dissipazione q = 1,50 Non vi sono limitazioni all'uso delle classi di duttilità M ed H. La classe L può utilizzarsi nelle zone a sismicità molto bassa: Zona 4. Nelle altre Zone, qualora sia necessario progettare in classe di duttilità L, si deve adottare un coefficiente di struttura q=1.
6.1.3(1)	Nota(1) Nota(2)	Per le verifiche agli stati limite ultimi, il fattore di sicurezza parziale sulla resistenza dell'acciaio è pari a γ_s = 1,05
6.2(3)	Nota(1) Nota(2)	Il valore di γ_{ov} da adottare è pari al rapporto fra il valore medio atteso $f_{y,m}$ della tensione di snervamento e il valore caratteristico f_{yk} nominale: $\gamma_{ov} = \frac{f_{y,m}}{f_{yk}}$ in mancanza di specifiche valutazioni sia adottano i valori riportati nella successiva tabella Acciaio — $\gamma_{ov} = \frac{f_{y,m}}{f_{yk}}$ S 235 — 1.20 S 275 — 1.15 S 355 — 1.10 S420/460 — 1.10

6.2 (7)	Nota	La tenacità dell'acciaio e del materiale di apporto nella saldatura deve soddisfare i requisiti prescritti al valore quasi-permanente della temperatura (vedasi EN 1993-1- 10:2004).
6.5.5(7)	Nota	Nessuna regola aggiuntiva

6.7.4(2)	Nota(1) Nota(2)	Si adotta il valore consigliato di $\gamma_{pb} = 0.30$
7.1.2(1)P	Nota (1) Nota(2)	Si adotta il valore inferiore consigliato nella Nota (1) del fattore di struttura per strutture a bassa dissipazione q = 1,50 Non vi sono limitazioni all'uso delle classi di duttilità M ed H. La classe L può utilizzarsi nelle Zone a sismicità molto bassa: Zona 4 con le prescrizioni di cui al punto3.2.1(5) della presente Appendice Nelle altre Zone, qualora sia necessario progettare in classe di duttilità L, si deve adottare un coefficiente di struttura q=1.
7.1.3(1), (3)	Nota(1) Nota(2)	Per il conglomerato e le armature da calcestruzzo armato relative, si adottano i valori γ_M adottati per le condizioni di carico fondamentali contenute in 1992 -1-1 per le verifiche allo SLU $\gamma_c = 1{,}50$, $\gamma_s = 1{,}15$ Per la parte in carpenteria metallica si adotta il valore di γ_M per per le verifiche allo SLU contenute in 1993 -1-1: $\gamma_s = 1{,}05$
7.1.3(4)	Nota(1) Nota(2) Punto 6.2.3	Si adotta il valore consigliato: $\gamma_{ov} = 1{,}25$
7.7.2(4)	Nota	Si adotta il valore consigliato r = 0,50
8.3(1)P	Nota	La tabella 8.1 è accettata integralmente non vi sono limitazioni geografiche all'uso delle classi di duttilità M ed H. La classe di duttilità L è utilizzabile nelle zone a sismicità molto bassa: zona 4 con le prescrizioni di cui al punto3.2.1(5) della presente Appendice Nelle altre Zone, qualora sia necessario progettare in classe di duttilità L, si deve adottare un coefficiente di struttura q=1.
9.2.1(1)	Nota	Con riferimento alla tabella 3.1 EN 1996-1 nella zona sismica 4 è consentito l'uso degli elementi del gruppo 1 e 2 con le limitazioni riportate nell' Appendice Nazionale alla EN 1996-1-1. Nelle zone sismiche 1, 2, 3 devono essere rispettate anche le seguenti limitazioni: - percentuale volumetrica degli eventuali vuoti non superiore al 45% del volume totale del blocco; - eventuali setti disposti parallelamente al piano del muro continui e rettilinei; le uniche interruzioni ammesse sono quelle in corrispondenza dei fori di presa o per l'alloggiamento delle armature; È consentito utilizzare la muratura di pietra non squadrata o la muratura listata solo nei siti ricadenti in zona sismica 4.
9.2.2(1)	Nota	Si adottano i valori: $f_{b,min}$=6.0 N/mm^2 $f_{bh,min}$=1.8 N/mm^2 Possibile deroghe ai valori minimi delle resistenze normalizzate sopra riportati

		sono consentite a condizione che vengano rispettati i seguenti valori minimi delle resistenze caratteristiche: - la resistenza caratteristica a rottura nella direzione portante (verticale), calcolata sull'area al lordo delle forature, sia non inferiore a 5 MPa - la resistenza caratteristica a rottura nella direzione perpendicolare a quella portante ossia nel piano di sviluppo della parete, calcolata nello stesso modo, sia non inferiore a 1,5 MPa. Il rispetto delle resistenze caratteristiche minime sopra riportate è in ogni caso un requisito inderogabile per qualunque tipo di elemento, con esclusione delle zone a sismicità molto bassa.
9.2.3(1)	Nota	Si adotta il valore consigliato: $f_{m,min}$ = *5 N/mm²* per muratura non armata ed confinata si adotta il valore $f_{m,min}$=10 N/mm² per la muratura armata. La classe minima di resistenza del conglomerato deve essere C12/15. Per l'aderanza delle armature si deve far riferimento a risultati di prove sperimentali ed a riferimenti di riconosciuta validità
9.2.4(1)	Nota	I giunti verticali devono essere riempiti con malta (giunti di tipo a). Nel caso di utilizzo di elementi per muratura che fanno affidamento su tasche per riempimento di malta, il giunto verticale può essere considerato interamente riempito secondo quanto indicato in UNI EN 1996-1-1, punto 8.1.5 (3). E' ammesso l'uso dei giunti verticali di tipo b) e c) in Zona 4 e con le seguenti prescrizioni: - spessori minimi dei setti interni dell' elemento ≥7 mm - spessori minimi dei setti esterni dell' elemento ≥10 mm - percentuale massima di foratura ≤ 55% - numero dei piani in muratura ≤2 da quota campagna - altezza massima degli edifici ≤7 m - altezza massima di interpiano≤3 m
9.3(2)	Nota(1) Nota(2)	La muratura non armata progettata solamente secondo le disposizioni dell'EN 1996 può essere utilizzata nelle zona sismica 4, con le ulteriori prescrizioni di cui al punto 3.2.1(5) della presente Appendice. Gli spessori minimi efficaci per la muratura non armata progettata solamente secondo le disposizioni dell'EN 1996 sono riportati nella tabella 9.2 della presente Appendice.
9.3(3)	Nota	Nessuna limitazione nell' uso della muratura in relazione al valore a_gS, purchè vengano rispettate le indicazioni della presente Appendice con la ulteriore seguente prescrizione: Per le tipologie strutturali di muratura non armata che non accedono alle riserve anelastiche delle strutture, ricadenti in Zona 1, è fissata una altezza massima pari a 2 piani dal piano di campagna, ovvero dal ciglio della strada. Il solaio di copertura del secondo piano non può essere calpestio di volume abitabile.
9.3(4), Table 9.1	Nota(1)	Si accoglie la indicazione della Nota (1) assumendo, per le murature, i valori di q_0 minimi della tabella 9.1.
9.3(4), Table 9.1	Nota(2)	Ai sensi della nota (2) si considerano edifici con duttilità accresciuta quelli che, in aggiunta a quanto previsto nel presente capitolo 9 della EN 1998-1, rispettino anche i seguenti requisiti:

a) Le pareti strutturali, al lordo delle aperture, debbono avere continuità in elevazione fino alla fondazione, evitando pareti in falso.
b) Ad ogni piano è realizzato un cordolo continuo all'intersezione tra solai e pareti. I cordoli debbono avere altezza minima pari all'altezza del solaio e larghezza almeno pari a quella del muro; è consentito un arretramento massimo di 6 cm dal filo esterno. L'armatura corrente non deve essere inferiore a 8 cm^2, le staffe debbono avere diametro non inferiore a 6 mm ed interasse non superiore a 25 cm.
c) Travi metalliche o prefabbricate costituenti i solai sono prolungate nel cordolo per almeno la metà della sua larghezza e comunque per non meno di 12 cm ed adeguatamente ancorate ad esso.
d) Nel caso della muratura non armata, in corrispondenza di incroci d'angolo tra due pareti perimetrali sono presenti, su entrambe le pareti, zone di parete muraria di lunghezza non inferiore a 1 m, compreso lo spessore del muro trasversale.
e) Al di sopra di ogni apertura è realizzato un architrave resistente a flessione efficacemente ammorsato alla muratura.

Per gli edifici con duttilità accresciuta si adottano i valori del fattore di struttura q, da assumere pari ai valori di q_0 proposti nelle Norme Tecniche per le Costruzioni e cioè:

2,0 α_u/α_1 muratura ordinaria

2,5 α_u/α_1 muratura armata.

I coefficienti α_1 e α_u sono definiti come segue:

α_1 è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione).

α_u è il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, la costruzione raggiunge la massima forza resistente.

Il valore di α_u/α_1 può essere calcolato per mezzo di un analisi statica non lineare e non può in ogni caso essere assunto superiore a 2,5.

Qualora non si proceda ad una analisi non lineare, possono essere adottati per la valutazione di α_u/α_1 i seguenti valori:

- costruzioni in muratura ordinaria ad un piano $\alpha_u/\alpha_1 = 1,4$
- costruzioni in muratura ordinaria a due o più piani $\alpha_u/\alpha_1 = 1,8$
- costruzioni in muratura armata o confinata ad un piano $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$
- costruzioni in muratura armata o confinata a due o più piani $\alpha_u/\alpha_1 = 1,5$
- costruzioni in muratura armata progettate con la gerarchia delle resistenze $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$

Per edifici realizzati con sistemi in muratura armata nei quali si utilizzino criteri di gerarchia delle resistenze, e che quindi garantiscano una duttilità elevate, è possibile incrementare i valori di cui al punto precedente del 20%.
Il principio fondamentale di gerarchia delle resistenze consiste nell'evitare il collasso per taglio per ogni pannello murario, assicurandosi che sia preceduto da modalità di collasso per flessione. Tale principio si intende applicato quando ciascun pannello murario è verificato a flessione rispetto alle azioni agenti ed è verificato a taglio rispetto alle azioni risultanti dalla resistenza a collasso per

<table>
<tr><td></td><td></td><td>flessione, amplificate del fattore γ_{Rd} = 1,5.
Per le murature confinate si assume un valore di q pari a 2,5 α_u/α_1</td></tr>
<tr><td>9.5.1(5)</td><td>Nota</td><td>Si accolgono i valori consigliati con l'eccezione dello spessore minimo delle murature non armate nelle zone di bassa sismicità:
<table>
<tr><th colspan="4">Tabella 9.2: Requisiti geometrici per le pareti di taglio</th></tr>
<tr><th>Tipi di muratura</th><th>$t_{ef,min}$ (mm)</th><th>$(h_{ef}/t_{ef})_{max}$</th><th>$(l/h)_{min}$</th></tr>
<tr><td>Non armata,con elementi in pietra naturale squadrata</td><td>300</td><td>10</td><td>0.50</td></tr>
<tr><td>Non armata,con elementi in pietra naturale squadrata, in zona 3 e 4</td><td>240</td><td>12</td><td>0.30</td></tr>
<tr><td>Non armata,con elementi artificiali</td><td>240</td><td>12</td><td>0.40</td></tr>
<tr><td>Non armata, con elementi artificiali semipieni in zona 4</td><td>200</td><td>20</td><td>0.3</td></tr>
<tr><td>Non armata, con elementi artificiali pieni in zona 4</td><td>150</td><td>20</td><td>0.3</td></tr>
<tr><td>Muratura confinata</td><td>240</td><td>15</td><td>0.3</td></tr>
<tr><td>Muratura confinata in Zona 3 e 4</td><td>200</td><td>15</td><td>0.3</td></tr>
<tr><td>Muratura armata</td><td>240</td><td>15</td><td>Nessuna limitazione</td></tr>
<tr><td>Muratura armata in zona 3 e 4</td><td>200</td><td>15</td><td>Nessuna limitazione</td></tr>
</table>
Significato dei simboli:
t_{ef} spessore della parete (vedere EN 1996-1-1:2004);
h_{ef} altezza efficace della parete (vedere EN 1996-1-1:2004);
h massima altezza delle aperture adiacenti alla parete;
l lunghezza della parete.</td></tr>
<tr><td>9.6(3)</td><td>Nota</td><td>Il coefficiente parziale di sicurezza della muratura γ_m per la verifica di sicurezza di costruzioni progettate secondo la presente EN 1998-1 non può essere inferiore a 2.

Per il conglomerato e le armature di acciaio utilizzate nella muratura armata e confinata si adottano i valori γ_M adottati per le condizioni di carico fondamentali contenute in 1992 -1-1 per le verifiche allo SLU: γ_c = 1,50, γ_s = 1,15</td></tr>
</table>

9.7.2(1) — Nota

La tabella 9.3 viene così sostituita.

Nel caso di costruzioni semplici, così come definito al punto per ciascun piano il rapporto tra area della sezione resistente delle pareti e superficie lorda del piano non deve essere inferiore ai valori indicati nella tabella seguente, in funzione del numero di piani della costruzione e della sismicità del sito, per ciascuna delle due direzioni ortogonali

Accelerazione di picco del terreno $a_g \cdot S$		≤0,07 g	≤0,1 g	≤0,15 g	≤0,20 g	≤0,25 g	≤0,30 g	≤0,35 g	≤0,40 g	≤0,45 g	≤0,4725 g
Tipo di struttura	Numero piani										
Muratura ordinaria	1	3,5 %	3,5 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,0 %	6,0 %	6,5 %
	2	4,0 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,5 %	6,5 %	6,5 %	7,0 %
	3	4,5 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,5 %	7,0 %			
Muratura armata	1	2,5 %	3,0 %	3,0 %	3,0 %	3,5 %	3,5 %	4,0 %	4,0 %	4,5 %	4,5 %
	2	3,0 %	3,5 %	3,5 %	3,5 %	4,0 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,0 %	5,0 %
	3	3,5 %	4,0 %	4,0 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	5,5 %	6,0 %	6,0 %
	4	4,0 %	4,5 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	5,5 %	6,0 %	6,0 %	6,5 %	6,5 %

Devono essere inoltre rispettati i requisiti costruttivi riportati alle lettere a)-e) della Nota 2 alla tabella 9.1 del punto 9.3(4), e i diaframmi orizzontali devono poter essere considerati come infinitamente rigidi.
Deve inoltre risultare, per ogni piano:

$$\frac{N}{A} \leq 0.25 \frac{f_k}{\gamma_m}$$

in cui N è il carico verticale totale alla base di ciascun piano dell'edificio corrispondente alla somma dei carichi permanenti e variabili (valutati ponendo $\gamma_G = \gamma_Q = 1$), A è l'area totale dei muri strutturali allo stesso piano e f_k è la resistenza caratteristica a compressione in direzione verticale della muratura.

Per gli edifici semplici nelle zone sismiche 2, 3 e 4 non è obbligatorio effettuare ulteriori analisi e verifiche di sicurezza. Non è prevista la soluzione dell'edificio semplice in zona sismica 1.

9.7.2(2)b	Nota	Si adotta il valore raccomandato λmin = 0,25
9.7.2(2)c	Nota	Si adotta il valore p=25%
9.7.2(5)	Nota	Deve risultare: Δm, max=25% La variazione di sezione trasversale orizzontale complessiva dei muri resistenti da un orizzontamento a quello sovrastante deve essere compresa tra + 10% e – 30%. I muri resistenti al sisma debbono avere continuità in elevazione fino alla fondazione, evitando pareti in falso.
10.3(2)P	Nota	Le verifiche dei dispositivi dovranno essere condotte con riferimento alle azioni per lo SLC, invece che per lo SLV. Analogamente, la maggiore sicurezza rispetto all' instabilità, prevista dal punto 10.10(6), è garantita dalle prestazioni dei dispositivi, accertate mediante le procedure di prova previste nella EN 15129. Per tanto si assume sempre γ_x=1. Inoltre per l' isolatori a scorrimento deve essere previsto un coefficiente maggiorativo degli spostamenti pari a 1,2

4) Indicazioni aggiuntive non contraddittorie

2.1(1)P Periodo medio di ritorno e 4.2.5(5)P fattori di importanza

I periodi di ritorno medi dell'azione per le strutture usuali sono definiti sulla base delle probabilità di eccedenza degli stati limite di riferimento.

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività** (*SLO*): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di immediato utilizzo o di Danno** (*SLD*): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

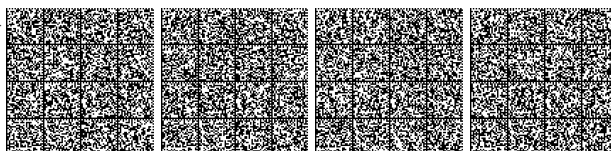
- **Stato Limite di salvaguardia della vita o Ultimo** (*SLV*): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una significativa parte della resistenza per azioni orizzontale e resistenza e rigidezza per azioni verticali quasi immutate manifestando ancora, nel complesso, un significativo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso** (*SLC*): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali, cui si associa una perdita sostanziale di rigidezza ed una contenuta perdita di resistenza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva ancora una significativa parte della rigidezza e resistenza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{V_R}, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva Tabella 1.

Tabella 1 (**Tabella 3.2.I** della Normativa Tecnica Nazionale)– *Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato*

Stato Limite		P_{V_R} : **Probabilità di superamento nella vita di riferimento V_R**
Stati limite di esercizio	*SLO*	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	*SLV*	10%
	SLC	5%

Il periodo medio di ritorno dell'azione di assegnata probabilità di superamento si ottiene con la espressione:

$$Tvr_i := \frac{-Tl}{\ln\left(1 - Pvr_i\right)}$$

Punto 3.1.2(1) Identificazione dei siti

Quanto contenuto nel punto 3.1.2 del documento EN 1998-1 è integrato e sostituito da quanto nel seguito indicato. (Dalle Norme Tecniche punto 3.2.2)

3.2.2 (NUMERAZIONE DELLE NORME TECNICHE NAZIONALI) CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Categorie di sottosuolo

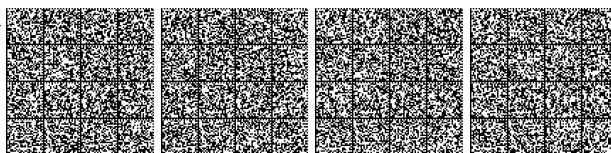
Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.5. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III).

Fatta salva la necessità della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel volume significativo[1], ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio (definita successivamente) entro i primi 30 m di profondità. Per le fondazioni superficiali, tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

La misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio è fortemente raccomandata. Nei casi in cui tale determinazione non sia disponibile, la classificazione può essere effettuata in base ai valori del numero equivalente di colpi della prova penetrometrica dinamica (*Standard Penetration Test*) $N_{SPT,30}$ (definito successivamente) nei terreni prevalentemente a grana grossa e della resistenza non drenata equivalente $c_{u,30}$ (definita successivamente) nei terreni prevalentemente a grana fina.

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).

[1] Per *volume significativo* di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso.

E	*Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m,* posti sul substrato di riferimento (con V_s > 800 m/s).

Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definite al § 3.2.3 delle presenti norme.

Per sottosuoli appartenenti alle ulteriori categorie S1 ed S2 di seguito indicate (Tab. 3.2.III), è necessario predisporre specifiche analisi per la definizione delle azioni sismiche, particolarmente nei casi in cui la presenza di terreni suscettibili di liquefazione e/o di argille d'elevata sensitività possa comportare fenomeni di collasso del terreno.

Tabella 3.2.III – *Categorie aggiuntive di sottosuolo.*

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, , oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

La velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,30}$ è definita dall'espressione

$$V_{S,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{S,i}}} \text{ [m/s]}. \quad (3.2.1)$$

La resistenza penetrometrica dinamica equivalente $N_{SPT,30}$ è definita dall'espressione

$$N_{SPT,30} = \frac{\sum_{i=1,M} h_i}{\sum_{i=1,M} \frac{h_i}{N_{SPT,i}}}. \quad (3.2.2)$$

La resistenza non drenata equivalente $c_{u,30}$ è definita dall'espressione

$$c_{u,30} = \frac{\sum_{i=1,K} h_i}{\sum_{i=1,K} \frac{h_i}{c_{u,i}}}. \quad (3.2.3)$$

Nelle precedenti espressioni si indica con:

h_i spessore (in metri) dell'i-esimo strato compreso nei primi *H* m di profondità;

$V_{S,i}$ velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

$N_{SPT,i}$ numero di colpi N_{SPT} nell'i-esimo strato;

$c_{u,i}$ resistenza non drenata nell'i-esimo strato;

N numero di strati compresi nei primi 30 m di profondità;

M numero di strati di terreni a grana grossa compresi nei primi 30 m di profondità;

K numero di strati di terreni a grana fina compresi nei primi 30 m di profondità.

Nel caso di sottosuoli costituiti da stratificazioni di terreni a grana grossa e a grana fina, distribuite con spessori confrontabili nei primi 30 m di profondità, ricadenti nelle categorie da A ad E, quando non si disponga di misure dirette della velocità delle onde di taglio si può procedere come segue:

- determinare $N_{SPT,30}$ limitatamente agli strati di terreno a grana grossa compresi entro i primi 30 m di profondità;
- determinare $c_{u,30}$ limitatamente agli strati di terreno a grana fina compresi entro i primi 30 m di profondità;

- individuare le categorie corrispondenti singolarmente ai parametri $N_{SPT,30}$ e $c_{u,30}$;
- riferire il sottosuolo alla categoria peggiore tra quelle individuate al punto precedente.

Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.IV):

Tabella 3.2.IV – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°
T2	Pendii con inclinazione media i > 15°
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° ≤ i ≤ 30°
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30°

Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

3.2.2 Rappresentazione dell'azione sismica
3.2.2.1(1)P Aspetti Generali
3.2.2.2(1) Spettro di risposta elastico orizzontale: parametri
3.2.2.3(1)P Spettro di risposta elastico verticale: parametri

3.1.1.1 (Numerazione della Norma Tecnica Nazionale) Spettro di risposta elastico in accelerazione

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare del periodo medio di ritorno (si veda il punto 2.1 della presente Appendice).

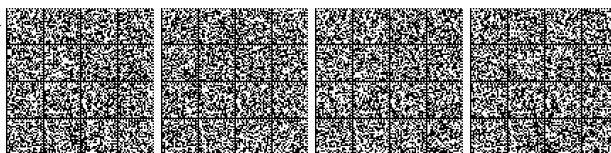
Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi. Analogamente si opera in presenza di sottosuoli di categoria **S1** o **S2**.

3.1.1.1.1 (Numerazione della Norma Tecnica Nazionale) Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \le T < T_B \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \le T < T_C \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \qquad (3.2.4)$$

$$T_C \le T < T_D \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$T_D \leq T$ $$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale. Inoltre si ha:

S coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \cdot S_T \tag{3.2.5}$$

dove S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.V) ed S_T è il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.VI);

η fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione seguente:

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55 \tag{3.2.6}$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

F_o fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;
NOTA: rispetto a quanto previsto nel 1998.1 l'amplificazione spettrale è pari a F_0 anziché 2.5;

T_C periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, determinato mediante la relazione:

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \tag{3.2.7}$$

dove T_C^*, corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro su sottosuolo Tipo A, è assegnato sito per sito e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.V);

T_B periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, determinato mediante la relazione:

$$T_B = T_C / 3 \tag{3.2.8}$$

T_D periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6 \tag{3.2.9}$$

Per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o se si intenda aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni e, in particolare, delle relazioni sforzi-deformazioni in campo ciclico, da determinare mediante specifiche indagini e prove.

In mancanza di tali determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di sottosuolo di fondazione definite nel § 3.2.2, la forma spettrale su sottosuolo di categoria A è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico S_S, il coefficiente topografico S_T e il coefficiente C_C che modifica il valore del periodo T_C.

Amplificazione stratigrafica

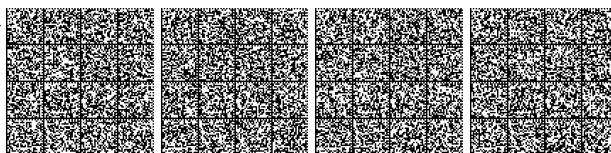
Per sottosuolo di categoria A i coefficienti S_S e C_C valgono 1.

Per le categorie di sottosuolo **B, C, D ed E** i coefficienti S_S e C_C possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_O e T_C^* relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.V, nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Tabella 3.2.V – *Espressioni di S_S e di C_C*

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \le 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \le 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,50$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \le 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,80 \cdot$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \le 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella Tab. 3.2.VI, in funzione delle categorie topografiche definite in § 3.2.2 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Tabella 3.2.VI – *Valori del coefficiente di amplificazione topografica S_T*

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

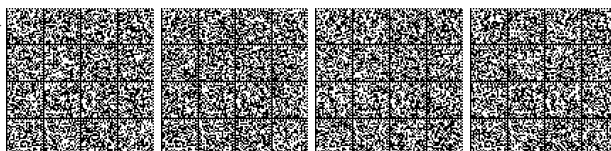
La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base dove S_T assume valore unitario.

3.1.1.1.2 (Numerazione della Norma Tecnica Nazionale) Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \le T < T_B \qquad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right] \qquad (3.2.10)$$

$$T_B \le T < T_C \qquad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \le T < T_D \qquad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$$

$T_D \leq T$ $$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali T ed S_{ve} sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale verticale e F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di-accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1{,}35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0{,}5} \qquad (3.2.11)$$

I valori di a_g, F_o, S, η sono definiti nel § 3.2.3.2.1 per le componenti orizzontali; i valori di S_S, T_B, T_C e T_D, salvo più accurate determinazioni, sono quelli riportati nella Tab. 3.2.VII.
NOTA: rispetto all'Eurocodice 1998.1 l'amplificazione spettrale è pari a F_V anziché a 3.0 ed è presente il parametro S come per la risposta orizzontale

Tabella 3.2.VII – *Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale*

Categoria di sottosuolo	S_S	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05	0,15	1,0

Per tener conto delle condizioni topografiche, in assenza di specifiche analisi si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati in Tab. 3.2.VI.

3.1.1.1.3 (Numerazione della Norma Tecnica Nazionale) Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali $S_{De}(T)$ si ricava dalla corrispondente risposta in accelerazione $S_e(T)$ mediante la seguente espressione:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \times \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \qquad (3.2.12)$$

purché il periodo di vibrazione T non ecceda i valori T_E indicati in Tab. 3.2.VIII.

Tabella 3.2.VIII – *Valori dei parametri* T_E *e* T_F

Categoria sottosuolo	T_E	T_F
A	4,5	10,0
B	5,0	10,0
C, D, E	6,0	10,0

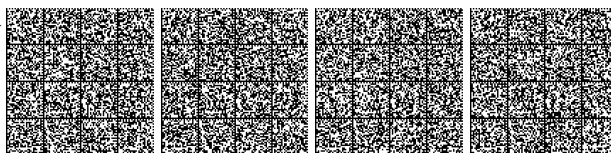
Per periodi di vibrazione eccedenti T_E, le ordinate dello spettro possono essere ottenute dalle formule seguenti:

per $T_E < T \leq T_F$:

$$S_{De}(T) = 0{,}025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot \left[F_o \cdot \eta + (1 - F_o \cdot \eta) \cdot \frac{T - T_E}{T_F - T_E} \right] \qquad (3.2.13)$$

per $T > T_F$:

$$S_{De}(T) = d_g \qquad (3.2.14)$$

dove tutti i simboli sono già stati definiti, ad eccezione di d_g, definito nel paragrafo successivo.

3.1.1.2 (Numerazione della Norma Tecnica Nazionale) Spostamento orizzontale e velocità orizzontale del terreno

I valori dello spostamento orizzontale d_g e della velocità orizzontale v_g massimi del terreno sono dati dalle seguenti espressioni:

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D$$
$$v_g = 0,16 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \qquad (3.2.15)$$

dove a_g, S, T_C, T_D assumono i valori già utilizzati al § 3.2.3.2.1.

3.1.1.3 (Numerazione della Norma Tecnica Nazionale) Spettri di progetto per gli stati limite di esercizio

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} considerata.

3.1.1.4 (Numerazione della Norma Tecnica Nazionale) Spettri di progetto per gli stati limite ultimi

Qualora le verifiche agli stati limite ultimi non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito al periodo medio di ritorno di cui al punto 2.1(1) Nota1 della presente Appendice Nazionale, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule 3.2.4 η con 1/q, dove q è il fattore di struttura.

Si assumerà comunque $S_d(T) \geq 0,2a_g$.

3.1.2 (Numerazione della Norma Tecnica Nazionale) EFFETTI DELLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

3.1.2.1 (Numerazione della Norma Tecnica Nazionale) Variabilità spaziale del moto

Nei punti di contatto dell'opera con il terreno (fondazioni) il moto sismico è generalmente diverso, a causa del suo carattere intrinseco di propagazione, delle disomogeneità e delle discontinuità eventualmente presenti, e della diversa risposta locale del terreno dovuta a particolari caratteristiche stratigrafiche e topografiche.

Degli effetti sopra indicati dovrà tenersi conto quando possono essere significativi e in ogni caso quando le condizioni di sottosuolo sono variabili lungo lo sviluppo dell'opera in misura tale da richiedere l'uso di spettri di risposta diversi.

In assenza di modelli fisicamente più accurati e adeguatamente documentati, un criterio di prima approssimazione per tener conto della variabilità spaziale del moto consiste nel sovrapporre agli effetti dinamici, valutati ad esempio con lo spettro di risposta, gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi.

Gli spostamenti relativi del terreno possono essere trascurati nel dimensionamento delle strutture in elevazione quando la struttura di fondazione è sufficientemente rigida e resistente in modo da rendere

minime le distorsioni in pianta. Questo avviene ad esempio negli edifici quando si collegano in modo opportuno i plinti di fondazione.

Gli effetti dinamici possono essere valutati adottando un'unica azione sismica, corrispondente alla categoria di sottosuolo che induce le sollecitazioni più severe. Qualora l'opera venga suddivisa in porzioni, ciascuna fondata su sottosuolo a caratteristiche ragionevolmente omogenee, per ciascuna di esse si adotterà l'appropriata azione sismica.

3.1.2.2 (Numerazione della Norma Tecnica Nazionale) Spostamento assoluto e relativo del terreno

Il valore dello spostamento assoluto orizzontale massimo del suolo (d_g) può ottenersi utilizzando l'espressione 3.2.18.

Nel caso in cui sia necessario valutare gli effetti della variabilità spaziale del moto richiamati nel paragrafo precedente, il valore dello spostamento relativo, in direzione trasversale e longitudinale rispetto alla dimensione maggiore dell'opera, tra due punti i e j caratterizzati dalle rispettive proprietà stratigrafiche del sottosuolo, il cui moto può considerarsi indipendente, può essere stimato secondo l'espressione seguente:

$$d_{ij\max} = 1.25\sqrt{d_{gi}^2 + d_{gj}^2} \qquad [3.2.18]$$

dove d_{gi} e d_{gj} sono gli spostamenti massimi del suolo ai supporti i e j calcolati con riferimento alle caratteristiche di sottosuolo locali. Il moto di due punti del terreno può considerarsi indipendente per punti posti a distanze notevoli, il cui valore dipende dal tipo di sottosuolo. Il moto è reso indipendente anche dalla presenza di forti variabilità orografiche tra i punti.

In assenza di forti discontinuità orografiche, lo spostamento tra punti a distanza x, lo spostamento relativo può valutarsi con l'espressione:

$$d_{ij}(x) = d_{ij0} + (d_{ij\max} - d_{ij0})\left[1 - e^{-1.25(x/v_s)^{0.7}}\right] \qquad [3.2.19]$$

dove d_{ij0} è lo spostamento tra due punti a piccola distanza ed è dato dall'espressione:

$$d_{ij0}(x) = 1.25\left|d_{gi} - d_{gj}\right| \qquad [3.2.20]$$

v_s è la velocità di propagazione delle onde di taglio in m/s.

Per fondazioni poste su sottosuolo differente, a distanza inferiore a 20 m, lo spostamento è rappresentato da d_{ij0}.

Per fondazioni poste su sottosuolo dello stesso tipo, a distanza inferiore a 20 m, lo spostamento relativo del terreno può essere stimato, anziché con l'espressione 3.2.19, anche con l'espressione lineare:

$$d_{ij}(x) = \frac{d_{ij\max}}{v_s} 2.3 \cdot x \quad \text{per sottosuolo D}$$

$$d_{ij}(x) = \frac{d_{ij\max}}{v_s} \cdot 3 \cdot x \quad \text{per sottosuolo diverso da D} \qquad [3.2.21]$$

<u>3.2.1(5)</u> (Numerazione dell'EN1998.1) <u>Prescrizioni per zone di sismicità Molto Bassa</u>

(In ossequio a quanto riportato al punto 7 della Normativa Nazionale). Le costruzioni da edificarsi in siti ricadenti in zona 4 possono essere progettate e verificate applicando le sole regole valide per le strutture non soggette all'azione sismica, alle condizioni di seguito enunciate:

- i diaframmi orizzontali devono rispettare quanto di seguito indicato;

- gli elementi strutturali devono rispettare le limitazioni, in termini di geometria e di quantitativi d'armatura, relative alla CD "M"; per le costruzioni in muratura, in cui non sono previste classi di duttilità, deve essere rispettato quanto riportato ai punti 9.2, 9.3 9.5.1 della presente norma UNI-EN 1998-1

- le sollecitazioni debbono essere valutate considerando la combinazione di azioni definita per l'azione sismica ed applicando, in due direzioni ortogonali, il sistema di forze statiche orizzontali in cui si assume Sd(T1) = 0,07g per tutte le tipologie.

Le relative verifiche di sicurezza debbono essere effettuate, in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo. Non è richiesta la verifica agli stati limite di esercizio.

Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali in acciaio o in legno e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza.

La forza da applicare a ciascuna livello della costruzione è data dalla seguente espressione:

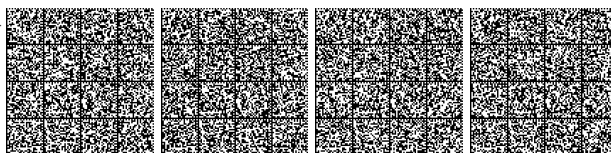
$$F_i=F_h z_i W_i/\Sigma_j z_j W_j$$

dove

$$F_h=W\ 0.07g$$

F_i è la forza da applicare alla massa i-esima;
W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j;
z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione, delle masse i e j;
$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito;
W è il peso complessivo della costruzione;
λ è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se $T_1 < 2T_C$, pari a 1,0 in tutti gli altri casi;
g è l'accelerazione di gravità.
Per gli edifici, se le rigidezze laterali e le masse sono distribuite simmetricamente in pianta, gli effetti torsionali accidentali di cui al § 7.2.6 possono essere considerati amplificando le sollecitazioni su ogni elemento resistente, calcolate con la distribuzione fornita dalla espressione di cui sopra, attraverso il fattore (δ) risultante dalla seguente espressione:
$\delta = 1 + 0,6\ x / L_e$
dove:
x è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico di piano, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata;
L_e è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo.

4.2.5(5)P (Numerazione dell'EN1998.1) Fattori di importanza γI

Le costruzioni sono poi suddivise in classi d'uso così definite:

- *Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone; edifici agricoli.
- *Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie e ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- *Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie e ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- *Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Ponti e reti viarie e ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico, e il cui collasso potrebbe provocare un numero particolarmente elevato di vittime. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per l'attribuzione di una costruzione alle Classi III e IV si deve anche tener conto delle determinazioni regionali in materia.

5.5.2.3 (Numerazione dell'EN1998.1) Nodi Trave Pilastro

Si precisa che i valori A_{s1} ed A_{s2} presenti nelle formule indicano le armature tese delle travi convergenti nel nodo

5.11.1.3.2 (Numerazione dell'EN1998.1) Slip ductility

Si ricorda che non è consentita la dissipazione per attrito

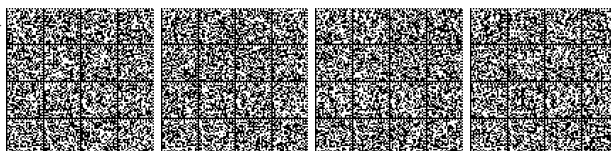
Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1998-2:2006

Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica
Parte 2: Ponti

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1998-2:2006

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per la progettazione dei ponti per azioni sismiche

Appendice nazionale

UNI-EN-1998 – 2 – Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica
Parte 2: Ponti

EN-1998 – 2 – Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance – Part 2 – Bridges

1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1998 - 2, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 24/09/2010

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN1998 - 2 relativamente ai paragrafi

- 1.1.1(8)
- 2.1.3(P)
- 2.1.4(P)
- 2.1.6(P)
- 2.2.2(5)
- 2.3.5.3(1)
- 2.3.7(1) (2 posizioni)
- 3.2.2.3(1)P
- 3.3(1)P
- 3.3(3)
- 3.3(6) (2 posizioni)
- 4.1.2(4)P
- 4.1.8(2)
- 5.3(4)
- 5.4(1)
- 5.6.2(2)P b
- 5.6.3.3(1)P b
- 6.2.1.4(1)P
- 6.5.1(1)P
- 6.6.2.3(3)
- 6.6.3.2(1)P
- 6.7.3(7)
- 7.4.1(1)P
- 7.6.2(1)P
- 7.6.2(5)
- 7.7.1(2)
- J.1(2)
- J.2.(1)

e alle indicazioni di carattere nazionale relative all'impiego delle appendici informative A, B, C, D, E, F, H, JJ e K e delle appendici normative G e J per i ponti in zona sismica.

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1998-2.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1998 – 2 – Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2 – Ponti.

3) <u>Decisioni nazionali</u>

<table>
<tr><th>Paragrafo</th><th>Riferimento</th><th>Parametro nazionale - valore o prescrizione -</th></tr>
<tr><td>- 1.1.1(8)</td><td>Utilizzo appendici informative</td><td>Le Appendici A, J, JJ, K non possono essere impiegate, salvo il punto J(1).Le Appendici informative B, C, D, E, F, H,mantengono il carattere informativo.</td></tr>
<tr><td>- 2.1 (3)P</td><td>Nota 1</td><td>
I periodi di ritorno medi dell'azione per le strutture usuali sono definiti sulla base delle probabilità di eccedenza degli stati limite di riferimento.
Gli stati limite di esercizio sono:

Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni orizzontali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali;

La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata nella tabella I e deve essere precisata nei documenti di progetto.
Tab. I - Vita nominale V_N per diversi tipi di opere
<table>
<tr><th>TIPO</th><th>DESCRIZIONE</th><th>Vita nominale V_N (in anni)</th></tr>
<tr><td>1</td><td>Strutture provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva[1]</td><td>≤ 10</td></tr>
<tr><td>2</td><td>Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe, di dimensioni contenute, o di importanza normale</td><td>≥ 50</td></tr>
<tr><td>3</td><td>Opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe, di grandi dimensioni, o di importanza strategica</td><td>≥ 100</td></tr>
</table>
[1] Le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni
I ponti sono classificati in tre classi d'uso, definite nella Nota al successivo punto 2.1.(4)P.
Le azioni sismiche sui ponti vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U:
$$V_R=V_N \cdot C_U$$
</td></tr>
</table>

		Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in tabella II.

Tab. II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	1,0	1,5	2,0

In caso di $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

Le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR}, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella tabella III.

Tab. III – Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

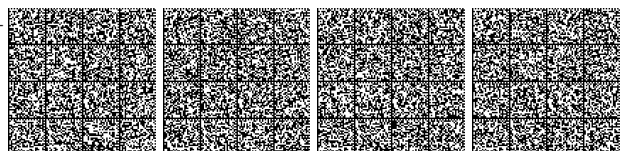
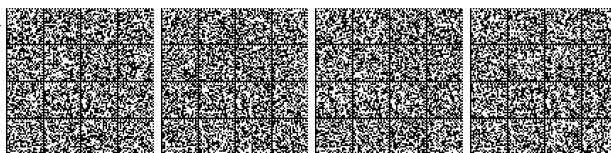
Stati Limite		P_{VR}: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Pertanto i periodi di ritorno dell'azione sismica di progetto sono quelli indicati nella tabella seguente:

Ponte tipo	Classe	Vita di rif.	Periodo di ritorno	
			SLU	SLD
			(T NCR)	(T DCR)
2	II	50	475	50
2	III	75	711	75
2	IV	100	950	100
3	II	100	950	100
3	III	150	1423	150
3	IV	200	1898	200

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza i valori di P_{VR} forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

- 2.1(4)P	Nota	I ponti sono classificati nelle classi d'uso II, III e IV, così definite: • *Classe II:* Ponti ed opere infrastrutturali viarie e ferroviarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni d'emergenza. • *Classe III:* Reti viarie extraurbane non ricadenti in classe IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. • *Classe IV:* Reti viarie di tipo A o B di cui al DM 5/11/2001 n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade" e reti di tipo C, quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico.
- 2.1(6)	Nota	I coefficienti di importanza così come definiti nell'EN1998.2, ove moltiplicano l'azione sismica, sono da assumere pari ad 1. In questo Appendice Nazionale l'importanza dei ponti è tenuta in conto direttamente nella definizione dell'azione sismica modificando i periodi di ritorno dell'azione stessa.
- 2.2.2(5)	Nota	La (5) non può essere applicata.
- 2.3.5.3(1)	Nota 2	Per la determinazione della lunghezza della cerniera plastica L_p, in mancanza di determinazioni più precise, si adotta l'espressione raccomandata riportata nell'Appendice E.

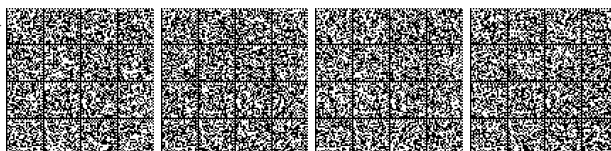
- 2.3.6.3(5)	Nota 1	Il valore dell'escursione consentita per componenti strutturali non critici deve essere maggiore della somma dello spostamento determinato dall'azione sismica relativa allo stato limite di danno e dello spostamento dovuto al 50% della variazione termica di progetto. I valori adottati sono quindi p_E=1.0 e p_T=0.5. Nei ponti di classe III e IV, la percorribilità del ponte deve essere comunque garantita.
- 2.3.7(1)	Nota 1	Per zona a sismicità molto bassa si intende la Zona 4.
- 2.3.7(1)	Nota 2	Non sono previsti metodi semplificati specifici per i ponti. Tuttavia, la verifica può essere condotta in campo elastico per ponti di qualsiasi categoria e in tutte le zone adottando un fattore di struttura q=1
- 3.2.2.3(1)P	Nota	Non si adotta la definizione raccomandata. Per la definizione di faglia attiva si rimanda, quando necessario, a valutazione specifiche.
- 3.3(1)P	Nota	La variabilità spaziale del moto deve essere considerata in conformità a quanto previsto al punto *4) Indicazioni aggiuntive* dell'Appendice Nazionale dell'EN1998-1. Pertanto non si forniscono indicazioni sul valore di L_{lim} che non interviene nell'analisi
- 3.3(3)		Il metodo semplificato di cui ai punti da 3.3(4) a 3.3(7) non può essere applicato. Si applica invece quanto indicato nell'Appendice Nazionale dell'EN1998-1 in relazione al punto 3.3(1)P precedente
- 3.3(4) - 3.3(5) -3.3.(6) -3.3.(7)P	Tutto il testo	Non si applica il metodo descritto.
- 4.1.2(4)P	Nota	Per ponti stradali il coefficiente $\psi_{2,1}$ ha generalmente valore nullo. Per ponti in condizioni di traffico severo, come definiti nella nota, o quando esplicitamente richiesto, si adotta per il coefficiente $\psi_{2,1}$ il valore raccomandato $\psi_{2,1}$=0.2. Per ponti ferroviari si adotta sempre $\psi_{2,1}$=0.2.
- 4.1.8(2)P	Nota	Si adotta il valore raccomandato ρ_0=2.0
- 5.3(4)	Nota	Per i fattori di sovraresistenza γ_0 si adotta l'espressione $\gamma_0=0.7+0.2\cdot q\geq 1.0$, nella quale q è il valore del fattore di struttura utilizzato nel calcolo. Nel caso di sezioni in calcestruzzo armato con armatura di confinamento, quando il rapporto η_k tra la forza assiale e la resistenza a compressione della sezione di calcestruzzo eccede 0.1, il fattore di sovraresistenza va moltiplicato per $1+2(\eta_k-0.1)^2$. Per le sollecitazioni derivanti da appoggi scorrevoli o elastomerici si utilizza un fattore di sovra resistenza 1.30.
- 5.4(1)	Nota	L'incremento di momento flettente nella cerniera plastica dovuto agli effetti del II ordine è dato da: $\Delta M=q\cdot d_{Ed}\cdot N_{Ed}$ se $T_1\geq T_C$ $\Delta M=[1+(q-1)\cdot T_C/T_1]\cdot d_{Ed}\cdot N_{Ed}$ se $T_1<T_C$
- 5.6.2(2)P b	Nota	Per il coefficiente parziale γ_{Bd1} si adotta il valore raccomandato γ_{Bd1}=1.25.

<table>
<tr><td>- 5.6.3.3(1)P b</td><td>Nota</td><td>Per il calcolo del coefficiente parziale γ_{Bd} si adotta il procedimento n. 1, cosicché il il valore raccomandato è $1 \leq \gamma_{Bd} = \gamma_{Bd1} + 1 - (qV_{Ed}/V_{C,0}) \leq \gamma_{Bd1}$</td></tr>
<tr><td>- 6.2.1.4(1)P</td><td>Nota</td><td>Come raccomandato, è ammesso l'uso di tutte le tipologie di armatura di confinamento.</td></tr>
<tr><td>- 6.5.1(1)P</td><td>Nota</td><td>Come raccomandato, non si forniscono regole di verifica semplificate.</td></tr>
<tr><td>- 6.6.2.3(3)</td><td>Nota</td><td>Non si forniscono regole specifiche.</td></tr>
<tr><td>- 6.6.3.2(1)P</td><td>Nota</td><td>Per impedire il distacco dell' impalcato dagli appoggi si devono adottare ritegni verticali antisollevamento quando l'azione sismica di progetto eccede una percentuale p_H della reazione di compressione dell'appoggio, dovuta ai carichi permanenti, pari a
- $p_H = 90\%$ nei ponti a comportamento duttile;
- $p_H = 65\%$ nei ponti a comportamento limitatamente duttile.</td></tr>
<tr><td>- 6.7.3(7)</td><td>Nota</td><td>Si adottano i valori raccomandati di spostamento limite d_{lim} riportati in tabella, limitatamente alle classi d'importanza II, III e IV.
<table><tr><th>Classe d'uso</th><th>d_{lim} [mm]</th></tr><tr><td>II</td><td>60</td></tr><tr><td>III</td><td>45</td></tr><tr><td>IV</td><td>30</td></tr></table></td></tr>
<tr><td>- 7.4.1(1)P</td><td>Nota</td><td>La spettro di progetto deve essere considerato in conformità a quanto previsto nell'Appendice Nazionale dell'EN1998-1.</td></tr>
<tr><td>- 7.6.2(1)P</td><td>Nota</td><td>Le verifiche dei dispositivi dovranno essere condotte con riferimento alle azioni per lo SLC, invece che per lo SLV. Analogamente, la maggiore sicurezza rispetto all' instabilità, prevista dal punto 10.10(6), è garantita dalle prestazioni dei dispositivi, accertate mediante le procedure di prova previste nella EN 15129. Per tanto si assume sempre $\gamma_{IS}=1$. Inoltre per gli isolatori a scorrimento deve essere previsto un coefficiente maggiorativo degli spostamenti pari a 1,2</td></tr>
<tr><td>- 7.6.2(5)</td><td>Nota</td><td>Per il coefficiente parziale γ_m si adotta sempre il valore $\gamma_m=1.00$</td></tr>
<tr><td>- 7.7.1(2)</td><td>Nota</td><td>Si adottano i seguenti valori:
$\delta_W=0$ $\delta_d=0$</td></tr>
<tr><td>- J.1(2)</td><td>Nota</td><td>I valori di temperatura $T_{min,b}$ devono essere definiti caso per caso in funzione della tipologia di impalcato e della localizzazione del sito.
Vale comunque quanto indicato al punto 1.1.1(8) della presente Appendice Nazionale</td></tr>
<tr><td>- J.2(1)</td><td>Nota 2</td><td>Si adottano i valori dei fattori λ raccomandati e le linee guida dell'Appendice informativa JJ.
Vale comunque quanto indicato al punto 1.1.1(8) della presente Appendice Nazionale</td></tr>
</table>

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1998-3:2005

Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica
Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1998-3:2005

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per la valutazione e l'adeguamento degli edifici esistenti per azioni sismiche

Appendice Nazionale

UNI-EN-1998-3 – Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica
Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici

EN-1998-3 – Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance
Part 3: Assessment and retrofitting of buildings

1) Premessa

Questa Appendice nazionale contiene i parametri nazionali alla UNI-EN-1998-3.
Oltre ai parametri descritti al paragrafo 3, è dato un maggior dettaglio degli stessi al paragrafo 4: "osservazioni", nel quale sono riportate tra l'altro alcune prescrizioni relative al testo della Normativa Nazionale, qui integralmente riprese. Nel paragrafo 4 è pertanto indicata sia la numerazione dei parametri nazionali, sia la numerazione del testo della Normativa Tecnica Nazionale cui si fa riferimento.

Gli interventi sulle strutture esistenti sono classificati in interventi di adeguamento, miglioramento, riparazione o intervento locale come definiti al paragrafo 8.4 Classificazione degli interventi della Normativa Tecnica Nazionale. L'applicazione dell UNI-EN-1998-3 non può prescindere da quanto la Normativa Tecnica Nazionale stabilisce per ogni categoria di intervento.

Gli interventi di adeguamento e miglioramento devono essere sottoposti a collaudo statico.

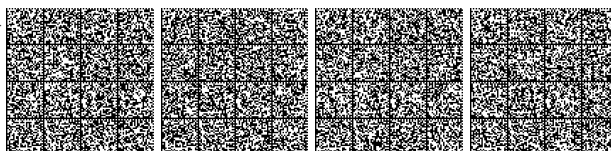
Per gli interventi finalizzati alla riduzione della vulnerabilità sismica sui beni del patrimonio culturale vincolato,un opportuno riferimento sono le "Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale", allineamento alle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008 approvato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nella seduta del 23 luglio 2010. Tali linee guida sono adottabili per le costruzioni di valenza storico-artistica, anche se non vincolate".

L'Appendice è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 25/02/2011

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN-1998-3 relativamente ai seguenti paragrafi:

1. 1.1(4) Appendici informative A, B e C
2. 2.1(2)P Numero di stati limite da considerare
3. 2.1(3)P Periodo di ritorno delle azioni sismiche sotto le quali si raccomanda che non siano superati gli stati limite
4. 2.2.1(7)P Coefficienti parziali per i materiali
5. 3.3.1(4) Coefficienti di confidenza
6. 3.4.4(1) Livelli di ispezione e di prova
7. 4.4.2(1)P Valore massimo del rapporto ρ_{max}/ρ_{min}

8. 4.4.4.5(2) Informazioni complementari, non contraddittorie sulle procedure di analisi statica non-lineare che possono cogliere gli effetti dei modi più alti
9. A.4.4.2(5) Coefficiente parziale alla detaminazione per FRP
10. A.4.4.2(9) Coefficiente parziale dell'FRP.

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citate, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1998-3.

2.2. Documenti normativi di riferimento
La presente appendice deve essere considerata quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1998-3

3) Decisioni nazionali

Paragrafo	Pagina	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
1.1(4)	5	APPENDICE A STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO (informativa) L'appendice informativa A per le strutture in calcestruzzo armato è sostituito con quanto riportato ai punti C8A.1.B Costruzioni in calcestruzzo armato o in acciaio: dati necessari per la valutazione, C8.7.2 Costruzioni in cemento armato o in acciaio, C8A.6. Valutazione delle rotazioni di collasso di elementi di strutture in calcestruzzo armato e acciaio, C8A.7. Modelli di capacità per il rinforzo di elementi in calcestruzzo armato, della Circolare Ministeriale N617 del 2 Febbraio 2009 e dalle Linee guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. l'APPENDICE B STRUTTURE DI ACCIAIO E COMPOSTE (informativa) L'appendice B rimane informativa L'APPENDICE C EDIFICI DI MURATURA (informativa) L'appendice informativa C per le costruzioni in muratura è sostituito con quanto riportato ai punti C8.7.1 Costruzioni in muratura, C8A.3 Aggregati edilizi, C8A.4 Analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura, C8A.5 Criteri per gli interventi di consolidamento di edifici in muratura della Circolare Ministeriale N617 del 2 Febbraio 2009.
2.1(2)P	9	Gli stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE) sono definiti nel successivo par. 4). La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU; nel caso in cui si effettui la verifica anche nei confronti degli SLE i relativi livelli di prestazione possono essere stabiliti dal Progettista di concerto con il Committente. Le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, per le costruzioni in calcestruzzo armato ed acciaio, alla condizione di collasso (SLC).
2.1(3)P	9	Gli stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE) sono definiti nel successivo par. 4). Per i periodi di ritorno riferiti ai diversi stati limite da verificare si assumono i valori indicati nella tabella II del successivo par. 4).
2.2.1(7)P	10	Si considerano i valori definiti nella appendice nazionale dell'EN-1998-1 5.2.4(1), (3) Si adottano i valori γ_M adottati per le condizioni di carico

		fondamentali contenute in 1992 -1-1 per le verifiche allo SLU 6.1.3(1) Per le verifiche agli stati limite ultimi, il fattore di sicurezza parziale sulla resistenza dell'acciaio è pari a γ_s = 1,05 7.1.3(1), (3)Per il conglomerato e le armature da calcestruzzo armato relative, si adottano i valori γ_M adottati per le condizioni di carico fondamentali contenute in 1992 -1-1 per le verifiche allo SLU γ_c = 1,50, γ_s = 1,15. Per la parte in carpenteria metallica si adotta il valore di γ_M per per le verifiche allo SLU contenute in 1993 -1-1: γ_s = 1,05 9.6(3) Il coefficiente parziale di sicurezza della muratura γ_m per la verifica di sicurezza di costruzioni non può essere inferiore a 2. Per il conglomerato e le armature di acciaio utilizzate nella muratura armata e confinata si adottano i valori γ_M adottati per le condizioni di carico fondamentali contenute in 1992 -1-1 per le verifiche allo SLU: γ_c = 1,50, γ_s = 1,15
3.3.1(4)	12	I valori sono definiti dal progettista. Valori di riferimento sono indicati nella Circolare Ministeriale N617 del 2 Febbraio 2009 ove sono chiamati Fattori di Confidenza.
3.4.4(1)	15	I criteri, le modalità e le quantità devono essere definiti dal progettista. Indicazioni di riferimento sono date nella Circolare Ministeriale N617 del 2 Febbraio 2009
4.4.2(1)P	17	si adotta il valore consigliato
4.4.4.5(2)	18	L'appendice nazionale non fornisce riferimenti ad informazioni complementari e non contraddittorie.
A.4.4.2(5)	36	Per il coefficiente γ_{Rd} parziale alla delaminazione per FRP si adotta quanto indicato nelle Linee guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici
A.4.4.2(9)	37	Non vengono fornite indicazioni aggiuntive

4) Indicazioni aggiuntive non contraddittorie

Nel seguito si danno informazioni aggiuntive sui parametri dell'appendice. Nel titolo dei sottoparagrafi si dà una descrizione sintetica del significato del parametro stesso. All'interno del paragrafo si riportano i punti delle Norme Tecniche Nazionali NTC 2008 G.U. 14/1/2008 con le relative numerazioni. Le tabelle hanno una numerazione relativa alla presente appendice e all'interno della didascalia è scritto il numero che le corrisponde nelle NTC '08.

2.1(2)P definizione degli stati limite e stati limite che occorre verificare per la valutazione sulle strutture esistenti e verifiche locali per le murature

3.2.1 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.
Gli stati limite di esercizio sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

8.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU; nel caso in cui si effettui la verifica anche nei confronti degli SLE i relativi livelli di prestazione possono essere stabiliti dal Progettista di concerto con il Committente.

Le Verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC).

Le costruzioni esistenti devono essere sottoposte a valutazione della sicurezza quando ricorra anche una delle seguenti situazioni:

- riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta ad azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), significativo degrado e decadimento delle

caratteristiche meccaniche dei materiali, azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni), situazioni di funzionamento ed uso anomalo, deformazioni significative imposte da cedimenti del terreno di fondazione;

- provati gravi errori di progetto o di costruzione;

- cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o della classe d'uso della costruzione;

- interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità o ne modifichino la rigidezza.

Qualora le circostanze di cui ai punti precedenti riguardino porzioni limitate della costruzione, la valutazione della sicurezza potrà essere limitata agli elementi interessati e a quelli con essi interagenti, tenendo presente la loro funzione nel complesso strutturale.
La valutazione della sicurezza deve permettere di stabilire se:

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;

- l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);

- sia necessario procedere ad aumentare o ripristinare la capacità portante.

La valutazione della sicurezza dovrà effettuarsi ogni qual volta si eseguano gli interventi strutturali di cui al punto 8.4, e dovrà determinare il livello di sicurezza prima e dopo l'intervento.

Il Progettista dovrà esplicitare, in un'apposita relazione, i livelli di sicurezza attuali o raggiunti con l'intervento e le eventuali conseguenti limitazioni da imporre nell'uso della costruzione.

8.7.1 COSTRUZIONI IN MURATURA

Nelle costruzioni esistenti in muratura soggette ad azioni sismiche, particolarmente negli edifici, si possono manifestare meccanismi locali e meccanismi d'insieme.
I meccanismi locali interessano singoli pannelli murari o più ampie porzioni della costruzione, e sono favoriti dall'assenza o scarsa efficacia dei collegamenti tra pareti e orizzontamenti e negli incroci murari. I meccanismi globali sono quelli che interessano l'intera costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano.

La sicurezza della costruzione deve essere valutata nei confronti di entrambi i tipi di meccanismo.

Per l'analisi sismica dei meccanismi locali si può far ricorso ai metodi dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, tenendo conto, anche se in forma approssimata, della resistenza a compressione, della tessitura muraria, della qualità della connessione tra le pareti murarie, della presenza di catene e tiranti. Con tali metodi è possibile valutare la capacità sismica in termini di resistenza (applicando un opportuno fattore di struttura) o di spostamento (determinando l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo).
L'analisi sismica globale deve considerare, per quanto possibile, il sistema strutturale reale della costruzione, con particolare attenzione alla rigidezza e resistenza dei solai, e all'efficacia dei collegamenti degli elementi strutturali. Nel caso di muratura irregolare, la resistenza a taglio di calcolo per azioni nel piano di un pannello in muratura potrà essere calcolata facendo ricorso a formulazioni alternative rispetto a quelle adottate per opere nuove, purché di comprovata validità.
In presenza di edifici in aggregato, contigui, a contatto od interconnessi con edifici adiacenti, i metodi di verifica di uso generale per gli edifici di nuova costruzione possono non essere adeguati. Nell'analisi di un edificio facente parte di un aggregato edilizio occorre tenere conto delle possibili interazioni derivanti dalla contiguità strutturale con gli edifici adiacenti. A tal fine dovrà essere individuata l'unità strutturale (US) oggetto di studio, evidenziando le azioni che su di essa possono derivare dalle unità strutturali contigue.

L'US dovrà avere continuità da cielo a terra per quanto riguarda il flusso dei carichi verticali e, di norma, sarà delimitata o da spazi aperti, o da giunti strutturali, o da edifici contigui strutturalmente ma, almeno tipologicamente, diversi. Oltre a quanto normalmente previsto per gli edifici non disposti in aggregato, dovranno essere valutati gli effetti di: spinte non contrastate causate da orizzontamenti sfalsati di quota sulle pareti in comune con le US adiacenti, meccanismi locali derivanti da prospetti non allineati, US adiacenti di differente altezza.
L'analisi globale di una singola unità strutturale assume spesso un significato convenzionale e perciò può utilizzare metodologie semplificate. La verifica di una US dotata di solai sufficientemente rigidi può essere svolta, anche per edifici con più di due piani, mediante l'analisi statica non lineare, analizzando e verificando separatamente ciascun interpiano dell'edificio, e trascurando la variazione della forza assiale nei maschi murari dovuta all'effetto dell'azione sismica. Con l'esclusione di unità strutturali d'angolo o di testata, così come di parti di edificio non vincolate o non aderenti su alcun lato ad altre unità strutturali, l'analisi potrà anche essere svolta trascurando gli effetti torsionali, nell'ipotesi che i solai possano unicamente traslare nella direzione considerata dell'azione sismica. Nel caso invece di US d'angolo o di testata è comunque ammesso il ricorso ad analisi semplificate, purchè si tenga conto di possibili effetti torsionali e dell'azione aggiuntiva trasferita dalle US adiacenti applicando opportuni coefficienti maggiorativi delle azioni orizzontali.
Qualora i solai dell'edificio siano flessibili si potrà procedere all'analisi delle singole pareti o dei sistemi di pareti complanari, ciascuna parete essendo soggetta ai carichi verticali di competenza ed alle corrispondenti azioni del sisma nella direzione parallela alla parete.

2.1(3)P definizione dei periodi di ritorno riferiti ai diversi stati limite da verificare

C8.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Per valutazione della sicurezza si intende un procedimento quantitativo volto a:

- stabilire se una struttura esistente è in grado o meno di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC, oppure

- a determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC, definiti dai coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui materiali.

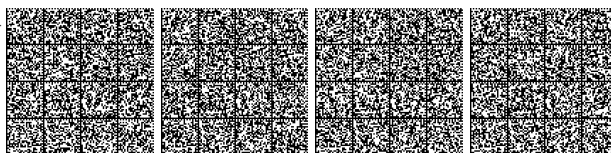
Le NTC forniscono gli strumenti per la valutazione di specifiche costruzioni ed i risultati non sono estendibili a costruzioni diverse, pur appartenenti alla stessa tipologia. Nell'effettuare la valutazione sarà opportuno tener conto delle informazioni, ove disponibili, derivanti dall'esame del comportamento di costruzioni simili sottoposte ad azioni di tipo simile a quelle di verifica. Ciò vale particolarmente quando si effettuano verifiche di sicurezza rispetto alle azioni sismiche.
I requisiti di sicurezza definiti nel Cap.8 fanno riferimento allo stato di danneggiamento della struttura, mediante gli stati limite definiti al § 2.2 delle NTC, per le combinazioni di carico non sismiche (Stati limite ultimi e Stati limite di esercizio) e al § 3.2.1 delle NTC, per le combinazioni di carico che includono il sisma (Stato limite di collasso, Stato limite di salvaguardia della vita e Stato limite di esercizio, a sua volta distinto in Stato limite di danno e Stato limite di operatività).
La presente Circolare fornisce criteri per la verifica di detti Stati limite.
Lo Stato limite di collasso viene considerato solo per costruzioni di calcestruzzo armato o di acciaio. La verifica nei confronti di tale Stato limite può essere eseguita in alternativa a quella di Stato limite di salvaguardia della vita.
Per le costruzioni soggette ad azioni sismiche si applica quanto riportato al § 2.4 delle NTC, relativamente a vita nominale (V_N), classi d'uso e periodo di riferimento per l'azione sismica (V_R). Per una più agevole lettura si riportano nella Tabella C8.1 le vite nominali previste dalla norma ed i corrispondenti periodi di riferimento dell'azione sismica per costruzioni con differenti classi d'uso C_U.
Nella Tabella C8.2 sono riportati i periodi di ritorno dell'azione sismica da considerare per le verifiche dei diversi Stati limite: Stato limite di operatività (SLO), di danno (SLD), di salvaguardia della vita (SLV) e di collasso (SLC). Nella stessa tabella, sono riportate anche le probabilità di superamento dell'azione sismica riferita ad un periodo di riferimento fisso pari a 50 anni. Queste probabilità possono risultare utili per valutare l'azione sismica di interesse per i diversi Stati limite e Classi d'uso, avendo a disposizione i dati di

pericolosità riferiti ad un periodo di 50 anni.

Tabella I (Tabella C8.1 Periodo di riferimento dell'azione sismica $V_R = V_N C_U$ (anni))

	Classe d'uso	I	II	III	IV
	Coeff. C_U	0,70	1,00	1,50	2,00
TIPI DI COSTRUZIONE	V_N	V_R			
Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	10	35	35	35	35
Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	50	35	50	75	100
Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	100	70	100	150	200

Tabella II (Tabella C8.2 Periodo di ritorno dell'azione sismica (T_R) per i diversi stati limite e probabilità di superamento (P_{VR}) nel periodo di riferimento (V_R) e probabilità di superamento dell'azione sismica (P_T=50) riferito ad un periodo di riferimento fisso di V_R = 50 anni)

OPERE con V_N=10									
CLASSE D'USO		I	II	III	IV	I	II	III	IV
	P_{VR}	T_R				P_T=50			
SLO	0,81	21	21	21	21	91%	91%	91%	91%
SLD	0,63	35	35	35	35	76%	76%	76%	76%
SLV	0,1	332	332	332	332	14%	14%	14%	14%
SLC	0,05	682	682	682	682	7,1%	7,1%	7,1%	7,1%

OPERE con V_N=50									
CLASSE D'USO		I	II	III	IV	I	II	III	IV
	P_{VR}	T_R				P_T=50			
SLO	0,81	21	30	45	60	91%	81%	67%	56%
SLD	0,63	35	50	75	100	76%	63%	48%	39%
SLV	0,1	332	475	712	949	14%	10%	7%	5%
SLC	0,05	682	975	1462	1950	7,1%	5,0%	3,4%	2,5%

OPERE con V_N=100									
CLASSE D'USO		I	II	III	IV	I	II	III	IV
	P_{VR}	T_R				P_T=50			
SLO	0,81	42	60	90	120	69%	56%	43%	34%
SLD	0,63	70	100	150	200	51%	39%	28%	22%
SLV	0,1	664	949	1424	1898	7,3%	5,1%	3,5%	2,6%
SLC	0,05	1365	1950	2475	2475	3,6%	2,5%	1,7%	1,3%

Nota: si riporta testualmente quanto precisato nell'allegato A alle NTC in relazione all'assunzione del periodo di ritorno: "Visto l'intervallo di riferimento attualmente disponibile, si considereranno solo i valori di T_R compresi nell'intervallo 30 anni $\leq T_R \leq$ 2475 anni; se T_R < 30 anni si porrà T_R =30 anni, se T_R > 2475 anni si porrà T_R = 2475 anni. Azioni sismiche riferite a T_R più elevati potranno essere considerate per opere speciali".

3.3.1(4) definizione dei fattori di confidenza e 3.4.4(1) Livelli di ispezione e di prova

Si riporta quanto indicato nella Normativa Tecnica per le Costruzioni (NTC-2008):

8.5.4 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, saranno individuati i "livelli di conoscenza" dei diversi parametri coinvolti nel modello (geometria, dettagli costruttivi e materiali), e definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare come ulteriori coefficienti parziali di sicurezza che tengono conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello.

C8.5.4 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Il problema della conoscenza della struttura e dell'introduzione dei fattori di confidenza è stato discusso in C8.2. Una guida alla stima dei fattori di confidenza da utilizzare, in relazione ai livelli di conoscenza raggiunti, è riportata in Appendice C8A. Per le costruzioni di valenza storico-artistica potranno essere

adottati i fattori di confidenza contenuti nelle "Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale", utilizzandole come in essa illustrato.

C8A.1.A COSTRUZIONI IN MURATURA: DATI NECESSARI E IDENTIFICAZIONE DEL LIVELLO DI CONOSCENZA

La conoscenza della costruzione in muratura oggetto della verifica è di fondamentale importanza ai fini di una adeguata analisi, e può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storica e delle indagini sperimentali. Tali operazioni saranno funzione degli obiettivi preposti ed andranno ad interessare tutto o in parte la costruzione, a seconda della ampiezza e della rilevanza dell'intervento previsto.

C8A.1.A.1 Costruzioni in muratura: geometria

La conoscenza della geometria strutturale di edifici esistenti in muratura deriva di regola dalle operazioni di rilievo. Tali operazioni comprendono il rilievo, piano per piano, di tutti gli elementi in muratura, incluse eventuali nicchie, cavità, canne fumarie, il rilievo delle volte (spessore e profilo), dei solai e della copertura (tipologia e orditura), delle scale (tipologia strutturale), la individuazione dei carichi gravanti su ogni elemento di parete e la tipologia delle fondazioni. La rappresentazione dei risultati del rilevo viene effettuata attraverso piante, alzati e sezioni.
Viene inoltre rilevato e rappresentato l'eventuale quadro fessurativo, classificando possibilmente ciascuna lesione secondo la tipologia del meccanismo associato (distacco, rotazione, scorrimento, spostamenti fuori del piano, etc.), e deformativo (evidenti fuori piombo, rigonfiamenti, depressioni nelle volte, etc.). La finalità è di consentire, nella successiva fase diagnostica, l'individuazione dell'origine e delle possibili evoluzioni delle problematiche strutturali dell'edificio.

C8A.1.A.2 Costruzioni in muratura: dettagli costruttivi

I dettagli costruttivi da esaminare sono relativi ai seguenti elementi:

a) qualità del collegamento tra pareti verticali;

b) qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento;

c) esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture;

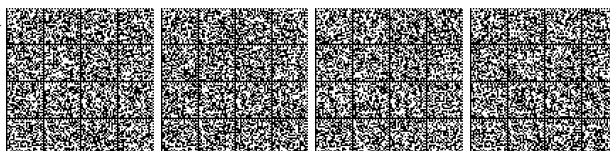
d) presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti;

e) presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;

f) tipologia della muratura (a un paramento, a due o più paramenti, con o senza riempimento a sacco, con o senza collegamenti trasversali, etc.), e sue caratteristiche costruttive (eseguita in mattoni o in pietra, regolare, irregolare, etc.).

Si distinguono:

- Verifiche in-situ limitate: sono basate su rilievi di tipo visivo effettuati ricorrendo, generalmente, a rimozione dell'intonaco e saggi nella muratura che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. I dettagli costruttivi di cui ai punti a) e b) possono essere valutati anche sulla base di una conoscenza appropriata delle tipologie dei solai e della muratura. In assenza di un rilievo diretto, o di dati sufficientemente attendibili, è opportuno assumere, nelle successive fasi di modellazione, analisi e verifiche, le ipotesi più cautelative.

- Verifiche in-situ estese ed esaustive: sono basate su rilievi di tipo visivo, effettuati ricorrendo,

generalmente, a saggi nella muratura che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. L'esame degli elementi di cui ai punti da a) ad f) è opportuno sia esteso in modo sistematico all'intero edificio.

C8A.1.A.3 Costruzioni in muratura: proprietà dei materiali

Particolare attenzione è riservata alla valutazione della qualità muraria, con riferimento agli aspetti legati al rispetto o meno della "regola dell'arte".
L'esame della qualità muraria e l'eventuale valutazione sperimentale delle caratteristiche meccaniche hanno come finalità principale quella di stabilire se la muratura in esame è capace di un comportamento strutturale idoneo a sostenere le azioni statiche e dinamiche prevedibili per l'edificio in oggetto, tenuto conto delle categorie di suolo, opportunamente identificate, secondo quanto indicato al § 3.2.2 delle NTC.
Di particolare importanza risulta la presenza o meno di elementi di collegamento trasversali (es. diatoni), la forma, tipologia e dimensione degli elementi, la tessitura, l'orizzontalità delle giaciture, il regolare sfalsamento dei giunti, la qualità e consistenza della malta. Di rilievo risulta anche la caratterizzazione di malte (tipo di legante, tipo di aggregato, rapporto legante/aggregato, livello di carbonatazione), e di pietre e/o mattoni (caratteristiche fisiche e meccaniche) mediante prove sperimentali. Malte e pietre sono prelevate in situ, avendo cura di prelevare le malte all'interno (ad almeno 5-6 cm di profondità nello spessore murario).

Si distinguono:

- Indagini in-situ limitate: servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura, o dalle regole in vigore all'epoca della costruzione, e per individuare la tipologia della muratura (in Tabella C8A.2.1 sono riportate alcune tipologie più ricorrenti).
Sono basate su esami visivi della superficie muraria. Tali esami visivi sono condotti dopo la rimozione di una zona di intonaco di almeno 1m x 1m, al fine di individuare forma e dimensione dei blocchi di cui è costituita, eseguita preferibilmente in corrispondenza degli angoli, al fine di verificare anche le ammorsature tra le pareti murarie. E' da valutare, anche in maniera approssimata, la compattezza della malta. Importante è anche valutare la capacità degli elementi murari di assumere un comportamento monolitico in presenza delle azioni, tenendo conto della qualità della connessione interna e trasversale attraverso saggi localizzati, che interessino lo spessore murario.

- Indagini in-situ estese: le indagini di cui al punto precedente sono effettuate in maniera estesa e sistematica, con saggi superficiali ed interni per ogni tipo di muratura presente. Prove con martinetto piatto doppio e prove di caratterizzazione della malta (tipo di legante, tipo di aggregato, rapporto legante/aggregato, etc.), e eventualmente di pietre e/o mattoni (caratteristiche fisiche e meccaniche) consentono di individuare la tipologia della muratura (si veda la Tabella C8A.2.1 per le tipologie più ricorrenti). È opportuna una prova per ogni tipo di muratura presente. Metodi di prova non distruttivi (prove soniche, prove sclerometriche, penetrometriche per la malta, etc.) possono essere impiegati a complemento delle prove richieste. Qualora esista una chiara, comprovata corrispondenza tipologica per materiali, pezzatura dei conci, dettagli costruttivi, in sostituzione delle prove sulla costruzione oggetto di studio possono essere utilizzate prove eseguite su altre costruzioni presenti nella stessa zona. Le Regioni potranno, tenendo conto delle specificità costruttive del proprio territorio, definire zone omogenee a cui riferirsi a tal fine.

- Indagini in-situ esaustive: servono per ottenere informazioni quantitative sulla resistenza del materiale. In aggiunta alle verifiche visive,ai saggi interni ed alle prove di cui ai punti precedenti, si effettua una ulteriore serie di prove sperimentali che, per numero e qualità, siano tali da consentire di valutare le caratteristiche meccaniche della muratura. La misura delle caratteristiche meccaniche della muratura si ottiene mediante esecuzione di prove, in situ o in laboratorio (su elementi non disturbati prelevati dalle strutture dell'edificio). Le prove possono in generale comprendere prove di compressione diagonale su pannelli o prove combinate di compressione verticale e taglio. Metodi di prova non distruttivi possono essere impiegati in combinazione, ma non in completa sostituzione di quelli sopra descritti. Qualora esista una chiara, comprovata corrispondenza tipologica per materiali, pezzatura dei conci, dettagli costruttivi, in sostituzione delle prove sulla costruzione oggetto di studio possono essere utilizzate prove eseguite su altre costruzioni presenti nella stessa zona. Le Regioni potranno, tenendo conto delle specificità costruttive del proprio territorio, definire zone omogenee a cui riferirsi a tal fine.
I risultati delle prove sono esaminati e considerati nell'ambito di un quadro di riferimento tipologico

generale, che tenga conto dei risultati delle prove sperimentali disponibili in letteratura sino a quel momento per le tipologie murarie in oggetto e che consenta di valutare, anche in termini statistici, la effettiva rappresentatività dei valori trovati. I risultati delle prove sono utilizzati in combinazione con quanto riportato nella Tabella C8A.2.1, secondo quanto riportato al § C8A.1.A.4.

C8A.1.A.4 Costruzioni in muratura: livelli di conoscenza

Con riferimento al livello di conoscenza acquisito, si possono definire i valori medi dei parametri meccanici ed i fattori di confidenza secondo quanto segue:

- il livello di conoscenza LC3 si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi, indagini in situ esaustive sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è FC=1;

- il livello di conoscenza LC2 si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi ed indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è FC=1.2;

- il livello di conoscenza LC1 si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è FC=1.35.

Per i diversi livelli di conoscenza, per ogni tipologia muraria, i valori medi dei parametri meccanici possono essere definiti come segue:

- LC1
  - o Resistenze: i minimi degli intervalli riportati in Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione.
  - o Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.
- LC2
  - o Resistenze: medie degli intervalli riportati in Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione.
  - o Moduli elastici: valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.

- LC3 – caso a), nel caso siano disponibili tre o più valori sperimentali di resistenza

  - o Resistenze: media dei risultati delle prove
  - o Moduli elastici: media delle prove o valori medi degli intervalli riportati nella Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione.

- LC3 – caso b), nel caso siano disponibili due valori sperimentali di resistenza

  - o Resistenze: se il valore medio delle resistenze è compreso nell'intervallo riportato nella Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione si assumerà il valore medio dell'intervallo, se è maggiore dell'estremo superiore dell'intervallo si assume quest'ultimo come resistenza, se è inferiore al minimo dell'intervallo, si utilizza come valore medio il valore medio sperimentale.
  - o Moduli elastici: vale quanto indicato per il caso LC3 – caso a.)

- LC3 – caso c), nel caso sia disponibile un valore sperimentale di resistenza

  - o Resistenze: se il valore di resistenza è compreso nell'intervallo riportato nella Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione, oppure superiore, si assume il valore medio dell'intervallo, se il valore di resistenza è inferiore al minimo dell'intervallo, si utilizza come valore medio il valore sperimentale.
  - o Moduli elastici: vale quanto indicato per il caso LC3 – caso a.)

La relazione tra livelli di conoscenza e fattori di confidenza è sintetizzata nella Tabella C8A.1.1.

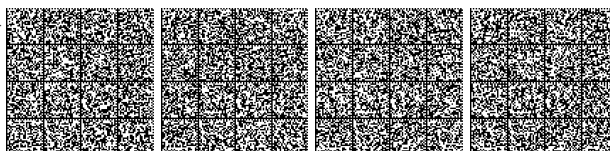



Tabella III (Tabella C8A.1.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura)

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete. Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.	verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1.	tutti	1.35
LC2		verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3			Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		1.00

C8A.2. TIPOLOGIE E RELATIVI PARAMETRI MECCANICI DELLE MURATURE

Nella Tabella C8A.2.1 sono indicati i valori di riferimento che possono essere adottati nelle analisi, secondo quanto indicato al § C8A.1.A.4 in funzione del livello di conoscenza acquisito.
Il riconoscimento della tipologia muraria è condotto attraverso un dettagliato rilievo degli aspetti costruttivi (§ C8A.1.A.2). E' noto che la muratura presenta, a scala nazionale, una notevole varietà per tecniche costruttive e materiali impiegati ed un inquadramento in tipologie precostituite può risultare problematico. I moduli di elasticità normale E e tangenziale G sono da considerarsi relativi a condizioni non fessurate, per cui le rigidezze dovranno essere opportunamente ridotte.

Tabella IV (Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura)

Tipologia di muratura	f_m (N/cm²)	τ_0 (N/cm²)	E (N/mm²)	G (N/mm²)	w (kN/m³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

Nel caso delle murature storiche, i valori indicati nella Tabella C8A.2.1 (relativamente alle prime sei tipologie) sono da riferirsi a condizioni di muratura con malta di scadenti caratteristiche, giunti non particolarmente sottili ed in assenza di ricorsi o listature che, con passo costante, regolarizzino la tessitura ed in particolare l'orizzontalità dei corsi. Inoltre si assume che, per le murature storiche, queste siano a paramenti scollegati, ovvero manchino sistematici elementi di connessione trasversale (o di ammorsamento per ingranamento tra i paramenti murari).

I valori indicati per le murature regolari sono relativi a casi in cui la tessitura rispetta la regola dell'arte. Nei

casi di tessitura scorretta (giunti verticali non adeguatamente sfalsati, orizzontalità dei filari non rispettata), i valori della tabella devono essere adeguatamente ridotti.
Nel caso in cui la muratura presenti caratteristiche migliori rispetto ai suddetti elementi di valutazione, le caratteristiche meccaniche saranno ottenute, a partire dai valori di Tabella C8A.2.1, applicando coefficienti migliorativi fino ai valori indicati nella Tabella C8A.2.2, secondo le seguenti modalità:

- malta di buone caratteristiche: si applica il coefficiente indicato in Tabella C8A.2.2, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G);

- giunti sottili (< 10 mm): si applica il coefficiente, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G); nel caso della resistenza a taglio
l'incremento percentuale da considerarsi è metà rispetto a quanto considerato per la resistenza a compressione; nel caso di murature in pietra naturale è opportuno verificare che la lavorazione sia curata sull'intero spessore del paramento.

- presenza di ricorsi (o listature): si applica il coefficiente indicato in tabella ai soli parametri di resistenza (f_m e τ_0); tale coefficiente ha significato solo per alcune tipologie murarie, in quanto nelle altre non si riscontra tale tecnica costruttiva;

- presenza di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti: si applica il coefficiente indicato in tabella ai soli parametri di resistenza (f_m e τ_0); tale coefficiente ha significato solo per le murature storiche, in quanto quelle più recenti sono realizzate con una specifica e ben definita tecnica costruttiva ed i valori in Tabella C8A.2.1 rappresentano già la possibile varietà di comportamento.

Le diverse tipologie di Tabella C8A.2.1 assumono che la muratura sia costituita da due paramenti accostati, o con un nucleo interno di limitato spessore (inferiore allo spessore del paramento); fanno eccezione il caso della muratura a conci sbozzati, per la quale è implicita la presenza di un nucleo interno (anche significativo ma di discrete caratteristiche), e quello della muratura in mattoni pieni, che spesso presenta un nucleo interno con materiale di reimpiego reso coeso. Nel caso in cui il nucleo interno sia ampio rispetto ai paramenti e/o particolarmente scadente, è opportuno ridurre opportunamente i parametri di resistenza e deformabilità, attraverso una omogeneizzazione delle caratteristiche meccaniche nello spessore. In assenza di valutazioni più accurate è possibile penalizzare i suddetti parametri meccanici attraverso il coefficiente indicato in Tabella C8A.2.2.

In presenza di murature consolidate, o nel caso in cui si debba valutare la sicurezza dell'edificio rinforzato, è possibile valutare le caratteristiche meccaniche per alcune tecniche di intervento, attraverso i coefficienti indicati in Tabella C8A.2.2, secondo le seguenti modalità:

- consolidamento con iniezioni di miscele leganti: si applica il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G); nel caso in cui la muratura originale fosse stata classificata con malta di buone caratteristiche, il suddetto coefficiente va applicato al valore di riferimento per malta di scadenti caratteristiche, in quanto il risultato ottenibile attraverso questa tecnica di consolidamento è, in prima approssimazione, indipendente dalla qualità originaria della malta (in altre parole, nel caso di muratura con malta di buone caratteristiche, l'incremento di resistenza e rigidezza ottenibile è percentualmente inferiore);

- consolidamento con intonaco armato: per definire parametri meccanici equivalenti è possibile applicare il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G); per i parametri di partenza della muratura non consolidata non si applica il coefficiente relativo alla connessione trasversale, in quanto l'intonaco armato, se correttamente eseguito collegando con barre trasversali uncinate i nodi delle reti di armatura sulle due facce, realizza, tra le altre, anche questa funzione. Nei casi in cui le connessioni trasversali non soddisfino tale condizione, il coefficiente moltiplicativo dell'intonaco armato deve essere diviso per il coefficiente relativo alla connessione trasversale riportato in tabella;

- consolidamento con diatoni artificiali: in questo caso si applica il coefficiente indicato per le murature dotate di una buona connessione trasversale.

I valori sopra indicati per le murature consolidate possono essere considerati come riferimento nel caso in cui non sia comprovata, con opportune indagini sperimentali, la reale efficacia dell'intervento e siano quindi misurati, con un adeguato numero di prove, i valori da adottarsi nel calcolo.

Tabella V (Tabella C8A.2.2 - Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (indicati in Tabella C8A.2.1) da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone o ottime; giunti sottili; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; nucleo interno particolarmente scadente e/o ampio; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato).

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramen-to di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

* Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

C8A.1.B COSTRUZIONI IN CALCESTRUZZO ARMATO O IN ACCIAIO: DATI NECESSARI PER LA VALUTAZIONE

Nel paragrafo C8A.1.B Costruzioni in calcestruzzo armato o in acciaio: dati necessari per la valutazione, delle appendici della Circolare Ministeriale n. 617 del 2 Febbraio 2009 sono indicati i livelli di conoscenza e i valori per i fattori di confidenza per le strutture in calcestruzzo e in acciaio. Nella seguente tabella VI si riporta quanto ivi indicato.

Tabella VI (Tabella C8A.1.2 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio)

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e limitate verifiche insitu	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e limitate prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con limitate verifiche in situ oppure estese verifiche insitu	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con limitate prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con limitate verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

C8A.1.B.3 Costruzioni in calcestruzzo armato o in acciaio: livelli di conoscenza

Si riportano le tabelle C8A.1.3a e C8A.1.3b relative alla definizione orientativa dei livelli di rilievo e prove per edifici in calcestruzzo armato e per edifici in acciaio. Per la definizione della tipologia di verifica limitata, estesa o esaustiva si rimanda allo stesso paragrafo C8A.1.B.3 della Circolare n. 617.

Tabella VII (Tabella C8A.1.3a – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.a.)

	Rilievo (dei dettagli costruttivi)(a)	Prove (sui materiali) (b)(c)
	Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro...)	
Verifiche limitate	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

Tabella VIII (Tabella C8A.1.3b – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prove per edifici in acciaio.)

	Rilievo (dei collegamenti)(a)	Prove (sui materiali) (b)
	Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro...)	
Verifiche limitate	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 15% degli elementi	1 provino di acciaio per piano dell'edificio, 1 campione di bullone o chiodo per piano dell'edificio
Verifiche estese	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 35% degli elementi	2 provini di acciaio per piano dell'edificio, 2 campioni di bullone o chiodo per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 50% degli elementi	3 provini di acciaio per piano dell'edificio, 3 campioni di bullone o chiodo per piano dell'edificio

NOTE ESPLICATIVE ALLA TABELLA C8A.1.3 (a, b)
Le percentuali di elementi da verificare ed il numero di provini da estrarre e sottoporre a prove di resistenza riportati nella Tabella C8A.1.3 hanno valore indicativo e vanno adattati ai singoli casi, tenendo conto dei seguenti aspetti:

(a) Nel controllo del raggiungimento delle percentuali di elementi indagati ai fini del rilievo dei dettagli costruttivi si tiene conto delle eventuali situazioni ripetitive, che consentano di estendere ad una più ampia percentuale i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte di una serie con evidenti caratteristiche di ripetibilità, per uguale geometria e ruolo nello schema strutturale.

(b) Le prove sugli acciai sono finalizzate all'identificazione della classe dell'acciaio utilizzata con riferimento alla normativa vigente all'epoca di costruzione. Ai fini del raggiungimento del numero di prove sull'acciaio necessario per il livello di conoscenza è opportuno tener conto dei diametri (nelle strutture in c.a.) o dei profili (nelle strutture in acciaio) di più diffuso impiego negli elementi principali con esclusione delle staffe.

(c) Ai fini delle prove sui materiali è consentito sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con un più ampio numero, almeno il triplo, di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive.

(d) Il numero di provini riportato nelle tabelle 8A.3a e 8A.3b può esser variato, in aumento o in diminuzione, in relazione alle caratteristiche di omogeneità del materiale. Nel caso del calcestruzzo in opera tali caratteristiche sono spesso legate alle modalità costruttive tipiche dell'epoca di costruzione e del tipo di manufatto, di cui occorrerà tener conto nel pianificare l'indagine. Sarà opportuno, in tal senso, prevedere l'effettuazione di una seconda campagna di prove integrative, nel caso in cui i risultati della prima risultino fortemente disomogenei.

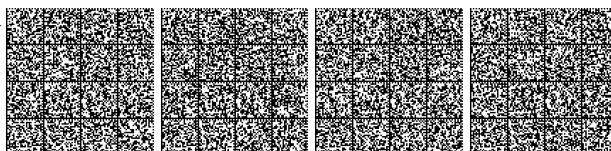
Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1998-4:2006

Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza in zona sismica
Parte 4: Silos, serbatoi e condotte

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1998-4:2006

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per la progettazione di silos, serbatoi e condotte per azioni sismiche

Appendice Nazionale

UNI-EN-1998-4 – Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.
Parte 4- Silos, serbatoi e condotte.
EN-1998-4 – Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance.
Part 4: Silos, tanks and pipelines.

1) Premessa

Questa Appendice nazionale contiene i parametri nazionali alla UNI-EN-1998-4.
Oltre ai parametri descritti al paragrafo 3, è dato un maggior dettaglio degli stessi al paragrafo 4: "osservazioni", nel quale sono riportate tra l'altro alcune prescrizioni relative al testo della Normativa Nazionale, qui integralmente riprese. Nel paragrafo 4 è pertanto indicata sia la numerazione dei parametri nazionali, sia la numerazione del testo della Normativa Tecnica Nazionale cui si fa riferimento.

L'Appendice è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data .25/02/2011

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN-1998-4 relativamente ai seguenti paragrafi:

1. 1.1(4) Additional requirements for facilities associated with large risks to the population or the environment.
2. 2.1.2(4)P Reference return period T_{NCR} of seismic action for the ultimate limit state (or, equivalently, reference probability of exceedance in 50 years, P_{NCR}).
3. 2.1.3(5)P Reference return period T_{DLR} of seismic action for the damage limitation state (or, equivalently, reference probability of exceedance in 10 years, P_{DLR}).
4. 2.1.4(8) Importance factors for silos, tanks and pipelines.
5. 2.2(3) Reduction factor v, for the effects of the seismic action relevant to the damage limitation state.
6. 2.3.3.3(2)P Maximum value of radiation damping for soil structure interaction analysis, ξ_{max}
7. 2.5.2(3)P Values of φ for silos, tanks and pipelines.
8. 3.1(2)P Unit weight of the particulate solid in silos, v, in the seismic design situation.
9. 4.5.1.3(3) Amplification factor on forces transmitted by the piping to region of attachment on the tank wall, for the design of the region to remain elastic in the damage limitation state.
10. 4.5.2.3(2)P Overstrength factor on design resistance of piping in the verification that the connection of the piping to the tank will not yield prior to the piping in the ultimate limit state.

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citate, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1998-4.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1998-4

3) Decisioni nazionali

<table>
<tr><th>Paragrafo</th><th>Riferimento</th><th>Parametro nazionale
- valore o prescrizione -</th></tr>
<tr><td>1.1(4)</td><td>Nota</td><td>In relazione ai rischi ambientali e per la popolazione, le autorità competenti potranno dare prescrizioni aggiuntive rispetto a quelle riportate nella presente norma.</td></tr>
<tr><td>2.1.2(4)P</td><td>Nota</td><td>La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata nella tabella I e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Tab. I - Vita nominale V_N per diversi tipi di opere
<table>
<tr><th>TIPO</th><th>DESCRIZIONE</th><th>Vita nominale V_N (in anni)</th></tr>
<tr><td>1</td><td>Strutture provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva[(1)]</td><td>≤ 10</td></tr>
<tr><td>2</td><td>Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe, di dimensioni contenute, o di importanza normale</td><td>≥ 50</td></tr>
<tr><td>3</td><td>Opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe, di grandi dimensioni, o di importanza strategica</td><td>≥ 100</td></tr>
</table>
[(1)] Le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni

Le costruzioni sono classificate in quattro classi d'importanza, definite al successivo punto 2.1.4(8).

Le azioni sismiche vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U, definito oltre:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Per strutture con V_R=50 anni, per lo stato limite di salvaguardia della vita, definito nel paragrafo 4 della presente Appendice Nazionale, si adotta il valore consigliato T_{NCR} = 475 anni, P_{NCR} =10% in 50 anni.

Per strutture con V_R=75 anni, T_{NCR} = 712.5 anni

Per strutture con V_R=100 anni, T_{NCR} = 950 anni</td></tr>
<tr><td>2.1.3(5)P</td><td>Nota</td><td>Per strutture con V_R=50 anni, per lo stato limite di danno, definito nel paragrafo 4 della presente Appendice Nazionale, si adotta il valore T_{DLR} = 50 anni, P_{DLR} =63% in 50 anni.

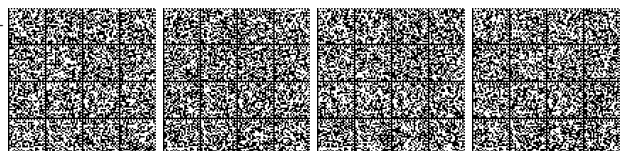
Per strutture con V_R=75 anni, T_{DLR} = 75 anni

Per strutture con V_R=100 anni, T_{DLR} = 100 anni

Per le strutture nelle quali la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza:

per strutture tipo 2, T_{DLR} = 92 anni , P_{DLR} = 42% in 50 anni</td></tr>
</table>

		per strutture tipo 3, T_{DLR} = 132 anni, P_{DLR} =31.5% in 50 anni
2.1.4(8)	Nota	I coefficienti di importanza così come definiti nel EN-1998-1, ove moltiplicano l'azione sismica, sono da assumere pari ad 1. In questo Annesso Tecnico Nazionale l' importanza delle strutture trattate è tenuta in conto direttamente nella definizione dell'azione sismica modificando i periodi medi di ritorno o dividendo l'associata probabilità di superamento per dei coefficienti detti Coefficienti d'uso, C_u. I Coefficienti d'uso sono definiti per le quattro classi d'uso. La classe d'uso I ha coefficiente d'uso C_u=0,7, la classe d'uso II ha coefficiente d'uso C_u=1,0, le classi III e IV hanno coefficienti d'uso C_u=1,5 e C_u=2,0, rispettivamente (tabella II). Nel paragrafo 4 è riportata la definizione delle classi d'uso. *Tab. II – Coefficienti d'uso C_u per le diverse classi d'uso* Classe d'uso / C_u I / 0,7 II / 1 III / 1,5 IV / 2 I Coefficienti d'uso Cu modificano, moltiplicandolo, il periodo medio di ritorno definito per Cu=1. Esso quindi diminuisce per la classe d'uso I e aumenta per la III e la IV. Per le strutture nelle quali la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, il fattore C_u divide il valore di P_{DLR} con cui ricavare i periodi di ritorno.
2.2(3)	Nota	La valutazione dello spostamento per lo stato limite di danno si fa con il relativo spettro di risposta assumendo: ν=1 Per le strutture di classe III e IV la verifica va fatta anche con l' azione relativa allo stato limite di operatività (SLO) assumendo: ν=1,5
2.3.3.3(2)P	Nota	Si mantiene il valore raccomandato
2.5.2(3)P	Nota	Si mantengono i valori raccomandati
3.1(2)P	Nota	Si adottano i valori indicati nella tabella 3.1.I della normativa tecnica nazionale. Per i materiali non compresi nella precedente tabella, si può far riferimento a quanto indicato nella tabella E1 dello EN 1991-4:2006 o a specifiche indagini sperimentali assumendo i valori nominali come valori caratteristici.
4.5.1.3(3)	Nota	

		Si mantiene il valore raccomandato
4.5.2.3(2)P	**Nota**	**Si mantiene il valore raccomandato**

4) Indicazioni aggiuntive non contraddittorie

2.1.2(4)P periodo di ritorno T_{NCR} dell'azione sismica allo stato limite ultimo e 2.1.3(5)P per lo stato limite di danno e 2.1.4(8) classi d'uso

Si riporta quanto indicato nella Normativa Tecnica per le Costruzioni (NTC-2008):

2.4 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO definisce:

2.4.1 VITA NOMINALE
La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Tab. 2.4.I - Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

	TIPI DI COSTRUZIONE	Vita nominale V_N (in anni)
1	Strutture provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva[1]	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe, di dimensioni contenute, o di importanza normale	≥ 50
3	Opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe, di grandi dimensioni, o di importanza strategica	≥ 100

[1]Le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni.

2.4.2 CLASSI D'USO
In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

2.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA
Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U:

$$V_R=V_N \cdot C_U \quad (2.4.1)$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in **tabella 1.**

Tabella 1 (Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U della Normativa Tecnica Nazionale)

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_u	0,7	1,0	1,5	2,0

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

I periodi di ritorno medi dell'azione per le strutture usuali sono definiti sulla base delle probabilità di eccedenza degli stati limite di riferimento.

3.2.1 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO
Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.
Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento P_{VR} nella vita di riferimento , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella 2.

Tabella 2 (Tabella 3.2.I della Normativa Tecnica Nazionale– Probabilità di superamento P^{*}_{VR} al variare dello stato limite considerato)

Stato Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nella vita di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di P_{VR} forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

C3.2.1 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

Ai quattro stati limite sono stati attribuiti (v. Tabella3.2.I delle NTC) valori della probabilità di superamento P_{VR} pari rispettivamente a 81%, 63%, 10% e 5%, valori che restano immutati quale che sia la classe d'uso della costruzione considerata; tali probabilità, valutate nel periodo di riferimento V_R proprio della costruzione considerata, consentono di individuare, per ciascuno stato limite, l'azione sismica di progetto corrispondente.

Viene preliminarmente valutato il periodo di riferimento V_R della costruzione (espresso in anni), ottenuto come prodotto tra la vita nominale V_N fissata all'atto della progettazione ed il coefficiente d'uso C_U che compete alla classe d'uso nella quale la costruzione ricade (v. § 2.4 delle NTC). Si ricava poi, per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R, il periodo di ritorno T_R del sisma. Si utilizza a tal fine la relazione:

$$T_R = -V_R/\ln(1-P_{VR}) = -C_U \cdot V_N / \ln(1-P_{VR}) \qquad (C.3.2.I)$$

ottenendo, per i vari stati limite, le espressioni di T_R in funzione di V_R riportate nella tabella 3.

Tabella 3 (Tabella C.3.2.I.- Valori di TR espressi in funzione di VR)

Stati Limite		Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R
Stati Limite di Esercizio (SLE)	SLO	[2] 30 anni $\leq T_R = 0{,}6 \cdot V_R$
	SLD	$T_R = V_R$
Stati Limite Ultimi (SLU)	SLV	$T_R = 9{,}5 \cdot V_R$
	SLC	$T_R = 19{,}50 \cdot V_R \leq 2475$ anni [1]

Alla base dei risultati così ottenuti è la strategia progettuale che impone, al variare del periodo di riferimento V_R, la costanza della probabilità di superamento P_{VR} che compete a ciascuno degli stati limite considerati (strategia progettuale di norma).

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di P_{VR} forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

E'evidente che riduzione delle probabilità di superamento attribuite ai vari stati limite non può essere arbitraria ma deve allinearsi a precisi concetti di teoria della sicurezza; in particolare, i livelli di protezione che si debbono eventualmente accrescere sono solo quelli nei confronti degli Stati Limite di Esercizio, mentre i livelli di protezione nei confronti degli Stati Limite Ultimi (più direttamente legati alla sicurezza) possono restare sostanzialmente immutati perché già ritenuti sufficienti dalla normativa.

Per rispettare le limitazioni testé citate, al variare della classe d'uso e del coefficiente C_U, si può utilizzare C_U non per aumentare V_N, portandola a V_R, ma per ridurre P_{VR}.

È così possibile ricavare, al variare di C_U, i valori di P^*_{VR} a partire dai valori di P_{VR} ; tali valori sono riportati, insieme ai valori di T_R corrispondenti, nella tabella 4.

Tabella 4 (Tabella C.3.2.II.- Valori di P^*_{VR} e T_R al variare di C_U)

Stati Limite		Valori di P^*_{VR}			Valori di T_R corrispondenti		
		C_U=1,0	C_U=1,5	C_U=2,0	C_U=1,0	C_U=1,5	C_U=2,0
SLE	SLO	81,00%	68,80%	64,60%	$0{,}60 \cdot V_R$	$0{,}86 \cdot V_R$	$0{,}96 \cdot V_R$
	SLD	63,00%	55,83%	53,08%	V_R	$1{,}22 \cdot V_R$	$1{,}32 \cdot V_R$
SLU	SLV	10,00%	9,83%	9,75%	$9{,}50 \cdot V_R$	$9{,}66 \cdot V_R$	$9{,}75 \cdot V_R$
	SLC	5,00%	4,96%	4,94%	$19{,}50 \cdot V_R$	$19{,}66 \cdot V_R$	$19{,}75 \cdot V_R$

Se dunque la protezione nei confronti degli SLE è di prioritaria importanza, si possono sostituire i valori di P_{VR} con quelli di P^*_{VR} , così conseguendo una miglior protezione nei confronti degli SLE. La strategia progettuale testé ipotizzata, peraltro, conduce ad un'opera decisamente più costosa e dunque è lecito adottarla unicamente nei casi in cui gli SLE siano effettivamente di prioritaria importanza.

2.2(3)fattore di riduzione per gli effetti della azione sismica rilevanti per il danneggiamento strutturale

Si riporta quanto indicato nella Normativa Tecnica per le Costruzioni (NTC-2008):

7.3.7.2 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai limiti indicati nel seguito.

a) per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$d_r < 0{,}005\ h \qquad (7.3.16)$$

b) per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$d_r \leq d_{rp} \leq 0{,}01\ h \qquad (7.3.17)$$

c) per costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria

$$d_r < 0{,}003\ h \qquad (7.3.18)$$

d) per costruzioni con struttura portante in muratura armata

$$d_r < 0{,}004\ h \qquad (7.3.19)$$

dove:

d_r è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo i §§ 7.3.3 o 7.3.4, h è l'altezza del piano.

In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamenti o struttura portante nel medesimo piano della costruzione, deve essere assunto il limite di spostamento più restrittivo. Qualora gli spostamenti di interpiano siano superiori a 0,005 h (caso b) le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutti i tamponamenti, alle tramezzature interne ed agli impianti.

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

C7.3.7 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Per le verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza, di cui al § 7.3.7.1 delle NTC, nello spettro allo SLD va considerato un valore η=2/3 per tenere in conto la sovraresistenza degli elementi strutturali.

Per la valutazione degli spostamenti finalizzati alle verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali, di cui al § 7.3.7.2 delle NTC, si pone sempre η=1 in quanto, anche nel caso in cui si verificasse un limitato danneggiamento di alcuni elementi strutturali, si assume comunque che gli spostamenti complessivi della costruzione siano pari a quelli calcolati nell'ipotesi di struttura elastica.

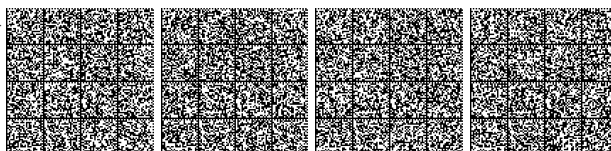
Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1998-5:2005

Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica
Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1998-5:2005

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare nelle fondazioni, nelle strutture di contenimento e negli aspetti geotecnici per azioni sismiche

Appendice nazionale

UNI-EN-1998-5 – Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
EN 1998-5 – Eurocode 8 - "Design of structures for earthquake resistance – Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects

1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1998-5, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 24/09/2010

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che devono essere fissati nella UNI-EN-1998-5 relativamente ai seguenti paragrafi:

1.1(4)	3.1(3)	4.1.4(11)
5.2(2)c		

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'utilizzazione in Italia della UNI-EN-1998-5.
Nell'applicazione di tale norma si deve fare riferimento anche alle indicazioni riportate nel paragrafo 4 della presente Appendice. Alcune di queste indicazioni sono finalizzate alla determinazione dei coefficienti sismici per la verifica pseudostatica dei pendii e delle opere di sostegno. Altre indicazioni precisano meglio alcuni concetti riportati nell'EN 1998-5.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1998-5 Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

3) Decisioni nazionali

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
1.1(4)	NOTE 1-4	Si conferma il carattere informativo delle appendici A, C e D. Non si accetta l'appendice F.
3.1(3)	NOTA	Si fa riferimento ai coefficienti parziali sulle resistenze definiti dagli approcci di progettazione DA1 o DA2 previsti dall'EN 1997-1 e riportati nelle Tabelle allegate all'appendice nazionale dell'EN 1997-1, con le stesse limitazioni indicate in tale documento. Per il parametro $\tau_{cy,u}$, non compreso nelle Tabelle dedicate ai parametri di resistenza del terreno, si utilizza lo stesso coefficiente previsto per la tangente dell'angolo di resistenza a taglio. Nel caso in cui la verifica allo stato limite di pendii e di muri di sostegno venga effettuata con i metodi dinamici del blocco rigido (metodo di Newmark), i coefficienti parziali di sicurezza su tutti i parametri di resistenza del terreno devono essere posti pari a 1,00. L'utilizzazione di tali metodi è prevista esplicitamente dall'EN 1998-5 nel paragrafo 4.1.3.3(1)P per i pendii, ed implicitamente per i muri nel paragrafo 7.3.1(1)P. Nelle verifiche allo stato limite ultimo di pendii e opere di sostegno con metodi pseudostatici, i coefficienti sismici dovranno essere determinati facendo riferimento alle indicazioni riportate nel paragrafo 4 della presente appendice.
4.1.4(11)	NOTA	Si accetta il valore consigliato
5.2(2)c	NOTA	Si accetta il valore consigliato
Appendice A		Si conferma il carattere informativo di tale appendice.
Appendice C		Si conferma il carattere informativo di tale appendice.
Appendice D		Si conferma il carattere informativo di tale appendice.
Appendice F		Non si accetta l'uso di tale appendice.

4) Indicazioni aggiuntive non contraddittorie

4.1. Limitazioni del campo di applicazione del documento

L'EN 1998-5 si applica solo per le verifiche delle seguenti situazioni ed opere: pendii in terra (con esplicita esclusione dei costoni rocciosi), rilevati, fondazioni dirette e su pali, muri di sostegno e paratie. Se ne esclude l'utilizzazione per altre opere (gallerie, argini, dighe, ecc.).

4.2. Parametri di resistenza del terreno

Per i terreni a grana grossa si consiglia l'uso dei parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci, come indicato al paragrafo 3.1.(2), tenendo conto, nel caso di terreni saturi, delle sovrappressioni interstiziali generate dai carichi ciclici.

4.3. Analisi di stabilità dei pendii

Questo paragrafo integra quanto riportato nel § 4.1.3 dell'EN 1998-5 sulle verifiche di stabilità dei pendii e presenta una diversa formulazione dei coefficienti pseudostatici delle equazioni 4.1-4.3.

Si ribadisce che le verifiche di stabilità dei pendii in condizioni sismiche possono essere eseguite mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica.

Nelle analisi si deve tenere conto dei comportamenti di tipo fragile, che si manifestano nei terreni a grana fina sovraconsolidati e nei terreni a grana grossa addensati con una riduzione della resistenza al taglio al crescere delle deformazioni, attraverso un'accurata modellazione del comportamento meccanico dei terreni o mediante un'opportuna scelta delle caratteristiche meccaniche. Inoltre, si deve tener conto dei possibili incrementi di pressione interstiziale indotti in condizioni sismiche nei terreni a comportamento contraente (specificamente, nei terreni a grana fina normalmente consolidati e nei terreni a grana grossa sciolti).

4.4. Valutazione delle azioni di progetto sulle fondazione

Le azioni di progetto sono definite nell'Appendice Nazionale al EN 1998-1

4.5. Verifica a scorrimento sul piano di posa delle fondazioni dirette

Nel caso in cui si voglia tenere conto della resistenza passiva del terreno posto in prossimità della fondazione nella verifica a scorrimento (nella disequazione 5.2 dell'EN 1998-5), oltre a quanto richiesto al paragrafo 5.4.1.1(5), si deve verificare che gli spostamenti necessari a mobilitare la resistenza passiva non siano superiori a quelli che potrebbero indurre una condizione di stato limite ultimo sulla struttura.

4.6. Carico limite delle fondazioni dirette

Nel calcolo del carico limite delle fondazioni dirette si deve tenere conto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle forze di progetto trasmesse dalla sovrastruttura, così come affermato nel paragrafo 5.4.1.1(8)P. E' escluso l'uso della metodologia riportata nell'appendice F.

4.7. Travi di collegamento delle fondazioni dirette

Il collegamento tra le strutture di fondazione non è obbligatorio per fondazioni su sottosuoli di tipo A e, comunque, per zone a sismicità molto bassa (come indicato al punto 3.2.1(5) dell'EN 1998-1).

Come riportato nel § 5.4.1.2.(6), il reticolo di travi o la piastra di collegamento devono essere dimensionati in modo da assorbire le forze orizzontali seguenti:

$\pm 0.3 \cdot N_{sd}\, a_{max}/g \cdot$ per il profilo stratigrafico di tipo B

$\pm 0.4 \cdot N_{sd}\, a_{max}/g \cdot$ per il profilo stratigrafico di tipo C

$\pm 0.6\, N_{sd} \cdot a_{max}/g \cdot$ per il profilo stratigrafico di tipo D

dove a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito e N_{sd} è il valore medio degli sforzi verticali di progetto agenti sugli elementi collegati.

Si precisa che, in assenza di studi specifici della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot S_T \cdot a_g$$

in cui S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, S_T quello di amplificazione topografica e a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito su affioramento rigido.

Si precisa che, ai fini dell'applicazione delle precedenti relazioni, il profilo stratigrafico di tipo E verrà assimilato a quello di tipo C se i terreni posti sul substrato di riferimento sono mediamente addensati (terreni a grana grossa) o mediamente consistenti (terreni a grana fina) e a quello di tipo D se i terreni posti sul substrato di riferimento sono scarsamente addensati (terreni a grana grossa) o scarsamente consistenti (terreni a grana fina).

4.8. Coefficienti parziali di sicurezza per le verifiche delle fondazioni su pali sotto azioni sismiche

Nelle verifiche delle fondazioni su pali sotto le azioni derivanti dalle combinazioni sismiche, indipendentemente dall'approccio progettuale scelto, si fa riferimento ai coefficienti parziali di sicurezza R2, di cui all'EN 1997-1, così come modificati dalla relativa appendice nazionale.

4.9. Momenti flettenti dovuti all'interazione cinematica tra pali e terreno

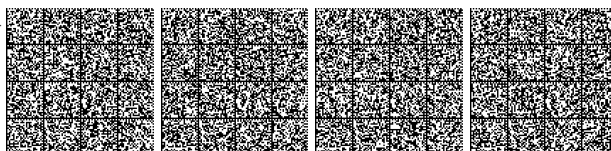
Si deve tenere conto dell'interazione cinematica tra pali e terreno solo nel caso di pali immersi in sottosuoli di tipo D o peggiori, in zone di media o elevata sismicità ($a_g >$ $0.25g$) e in presenza di elevati contrasti di rigidezza al contatto fra strati contigui di terreno.

4.10. Verifiche allo stato limite ultimo di muri di sostegno

Questo paragrafo integra quanto riportato nell'EN 1998-5 nel §7.3 con riferimento ai muri di sostegno e sostituisce le formule (7.1 – 7.3) dedicate alla determinazione dei coefficienti pseudostatici.

Si ribadisce che l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita sia mediante metodi pseudostatici sia utilizzando i metodi degli spostamenti.

4.11. Verifiche allo stato limite ultimo delle paratie

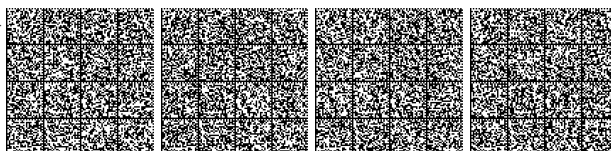
Questo paragrafo integra quanto riportato nell'EN 1998-5 nel §7.3 con riferimento alle paratie e sostituisce le formule (7.1 – 7.3) dedicate alla determinazione dei coefficienti pseudostatici.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1998-6:2005

Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica
Parte 6: Torri, pali e camini

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1998-6:2005

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare nella progettazione di torri, pali e camini per azioni sismiche

Appendice Nazionale

UNI-EN-1998-6 – Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.
Parte 6- Torri, pali e camini

EN-1998-6 – Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance-
Part 6: Towers, masts and chimneys

1) Premessa

Questa Appendice nazionale contiene i parametri nazionali alla UNI-EN-1998-6.
Oltre ai parametri descritti al paragrafo 3, è dato un maggior dettaglio degli stessi al paragrafo 4: "osservazioni", nel quale sono riportate tra l'altro alcune prescrizioni relative al testo della Normativa Nazionale, qui integralmente riprese. Nel paragrafo 4 è pertanto indicata sia la numerazione dei parametri nazionali, sia la numerazione del testo della Normativa Tecnica Nazionale cui si fa riferimento.

L'Appendice è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 25/02/2011

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN-1998-6 relativamente ai seguenti paragrafi:

1. 1.1(2) Informative Annexes A, B, C, D, E and F.
2. 3.1(1) Conditions under which the rotational component of the ground motion should be taken into account.
3. 3.5(2) The lower bound factor β on design spectral values, if site-specific studies have been carried out with particular reference to the long period content of the seismic action.
4. 4.1(5)P Importance factors for masts, towers, and chimneys.
5. 4.3.2.1(2) Detailed conditions, supplementing those in 4.3.2.1(2), for the lateral force method of analysis to be applied.
6. 4.7.2(1)P Partial factors for materials.
7. 4.9(4) Reduction factor ν for displacements at damage limitation limit state.

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citate, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1998-6.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1998-6

3) Decisioni nazionali

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
1.1(2)	Nota	Si mantiene il valore informativo degli Allegati
3.1(1)	Nota	Nota 1: si adottano le condizioni raccomandate Nota 2: l'appendice A ha carattere informativo.
3.5(2)	Nota	In accordo con l'appendice nazionale EN-1998-1 (3.2.2.5 (4)P) si accetta il valore consigliato β = 0,2. Per le espressioni complete degli spettri di progetto si rimanda a quanto riportato nel paragrafo 4 della Appendice Nazionale dell' EN-1998-1.
4.1(5)P	Nota	I coefficienti di importanza così come definiti nel EN-1998-1, ove moltiplicano l'azione sismica, sono da assumere pari ad 1. In questo Annesso Tecnico Nazionale l' importanza delle strutture trattate è tenuta in conto direttamente nella definizione dell'azione sismica modificando i periodi medi di ritorno o dividendo l'associata probabilità di superamento per dei coefficienti detti Coefficienti d'uso, C_u. I Coefficienti d'uso sono definiti per le quattro classi d'uso. La classe d'uso I ha coefficiente d'uso C_u=0,7, la classe d'uso II ha coefficiente d'uso C_u=1,0, le classi III e IV hanno coefficienti d'uso C_u=1,5 e C_u=2,0, rispettivamente (tabella II). Nel paragrafo 4 è riportata la definizione delle classi d'uso. *Tab. II – Coefficienti d'uso C_u per le diverse classi d'uso* Classe d'uso: I – C_u 0,7; II – C_u 1; III – C_u 1,5; IV – C_u 2 I Coefficienti d'uso C_u modificano, moltiplicandolo, il periodo medio di ritorno definito per C_u=1. Esso quindi diminuisce per la classe d'uso I e aumenta per la III e la IV. Per le strutture nelle quali la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, il fattore C_u divide il valore di P_{DLR} con cui ricavare i periodi di ritorno.
4.3.2.1(2)	Nota	si adottano le condizioni raccomandate.
4.7.2(1)P	Nota	In accordo con quanto indicato nella appendice nazionale EN-1998-1

		segue: 5.2.4(3) Si adottano i valori γ_M adottati per le condizioni di carico fondamentali contenute in 1992 -1-1 per le verifiche allo SLU 6.1.3(1) Per le verifiche agli stati limite ultimi, il fattore di sicurezza parziale sulla resistenza dell'acciaio è pari a γ_s = 1,05 7.1.3(1), (3)Per il conglomerato e le armature da cemento armato relative, si adottano i valori γ_M adottati per le condizioni di carico fondamentali contenute in 1992 -1-1 per le verifiche allo SLU γ_c = 1,50, γ_s = 1,15. Per la parte in carpenteria metallica si adotta il valore di γ_M per per le verifiche allo SLU contenute in 1993 -1-1: γ_s = 1,05 9.6(3) Il coefficiente parziale di sicurezza della muratura γ_m per la verifica di sicurezza di costruzioni progettate secondo la presente EN-1998-1 non può essere inferiore a 2. Per il conglomerato e le armature di acciaio utilizzate nell'armatura armata e confinata si adottano i valori γ_M adottati per le condizioni di carico fondamentali contenute in 1992 -1-1 per le verifiche allo SLU: γ_c = 1,50, γ_s = 1,15
4.9(4)	Nota	La valutazione dello spostamento per lo stato limite di danno si fa con il relativo spettro di risposta assumendo: v=1 Per le strutture di classe III e IV la verifica va fatta anche con l' azione relativa allo Stato Limite di operatività (SLO) assumendo v=1,5

4) <u>Indicazioni aggiuntive non contraddittorie</u>

<u>4.1(5)P classi d'uso</u>

Si riporta quanto indicato nella Normativa Tecnica per le Costruzioni (NTC-2008):

2.4.2 CLASSI D'USO
In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

2.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U:

$$V_R = V_N \cdot C_U \qquad (2.4.1)$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in tabella 1.

Tabella 1 (Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U della Normativa Tecnica Nazionale)

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_u	0,7	1,0	1,5	2,0

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

I periodi di ritorno medi dell'azione per le strutture usuali sono definiti sulla base delle probabilità di eccedenza degli stati limite di riferimento.

4.9(4)fattore di riduzione per gli effetti della azione sismica rilevanti per il danneggiamento strutturale

Si riporta quanto indicato nella normativa tecnica nazionale NTC2008:

7.3.7.2 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai limiti indicati nel seguito.

a) per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$d_r < 0{,}005\, h \qquad (7.3.16)$$

b) per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano d_{rp}, per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$d_r \leq d_{rp} \leq 0{,}01\ h \qquad (7.3.17)$$

c) per costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria

$$d_r < 0{,}003\ h \qquad (7.3.18)$$

d) per costruzioni con struttura portante in muratura armata

$$d_r < 0{,}004\ h \qquad (7.3.19)$$

dove:

d_r è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo i §§ 7.3.3 o 7.3.4, h è l'altezza del piano.

In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamenti o struttura portante nel medesimo piano della costruzione, deve essere assunto il limite di spostamento più restrittivo. Qualora gli spostamenti di interpiano siano superiori a 0,005 h (caso b) le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutti i tamponamenti, alle tramezzature interne ed agli impianti.

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

C7.3.7 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Per le verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza, di cui al § 7.3.7.1 delle NTC, nello spettro allo SLD va considerato un valore η=2/3 per tenere in conto la sovraresistenza degli elementi strutturali.

Per la valutazione degli spostamenti finalizzati alle verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali, di cui al § 7.3.7.2 delle NTC, si pone sempre η=1 in quanto, anche nel caso in cui si verificasse un limitato danneggiamento di alcuni elementi strutturali, si assume comunque che gli spostamenti complessivi della costruzione siano pari a quelli calcolati nell'ipotesi di struttura elastica.

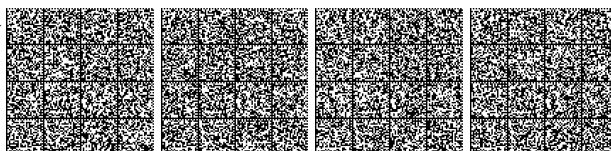
Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1999-1-1:2007

Eurocodice 9: Progettazione delle strutture di alluminio
Parte 1-1: Regole strutturali generali

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA
alla UNI EN 1999-1-1:2007

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per le strutture di alluminio

Appendice nazionale

UNI-EN-1999-1-1 – Eurocodice 9 - Progettazione delle strutture di alluminio - Parte 1-1: Regole strutturali generali
EN-1999-1-1 - Eurocode 9: Design of aluminium structures - Part 1-1: General structural rules

1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1999-1-1, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. In data 25/02/2011

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN-1999-1-1 relativamente ai seguenti paragrafi:

1.1.2 (1)	5.2.1 (3)	8.1.1 (2)
2.1.2 (3)	5.3.2 (3)	8.9 (3)
2.3.1 (1)	5.3.4 (3)	A.2 (1)
3.2.1 (1)	6.1.3 (1)	C.3.4.1 (2)
3.2.2 (1)	6.2.1 (5)	C.3.4.1 (3)
3.2.2 (2)	7.1 (4)	C.3.4.1 (4)
3.2.3.1 (1)	7.2.1 (1)	K.1(1)
3.3.2.1 (3)	7.2.2 (1)	K.3(1)
3.3.2.2 (1)	7.2.3 (1)	

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1999-1-1.

2.2. Documenti normativi di riferimento

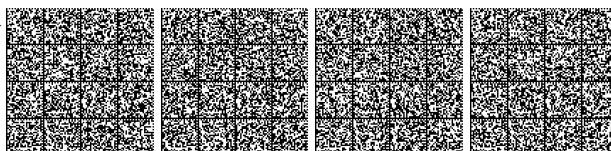
La presente appendice deve essere considerata quando i si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1999-1-1 – Progettazione delle strutture di alluminio - Parte 1-1: Regole strutturali generali.

3) Decisioni nazionali

<table>
<tr><th>Paragrafo</th><th>Riferimento</th><th>Parametro nazionale
- valore o prescrizione -</th></tr>
<tr><td>1.1.2 (1)</td><td>Nota</td><td>Si adottano i seguenti limiti, fatta eccezione dei casi diversamente specificati dalla norma:
– componenti con spessore del materiale non inferiore a 0,6 mm;
– componenti saldati con spessore de materiale non inferiore a 1,5 mm;
– connessioni:
• bulloni e perni di acciaio con diametro non inferiore a 5 mm;
• bulloni e perni di alluminio con diametro non inferiore a 8 mm;
• rivetti e viti autofilettanti con diametro non inferiore a 4,2 mm
(valori raccomandati)</td></tr>
<tr><td>2.1.2 (3)</td><td>Nota</td><td>Nessuna precisazione aggiuntiva</td></tr>
<tr><td>2.3.1 (1)</td><td>Nota</td><td>Non sono previste azioni specifiche per particolari situazioni regionali, climatiche o accidentali.</td></tr>
<tr><td>3.2.1 (1)</td><td>Nota 1</td><td>Nessuna indicazione aggiuntiva</td></tr>
<tr><td>3.2.2 (1)</td><td>Nota</td><td>Nessuna indicazione aggiuntiva</td></tr>
<tr><td>3.2.2 (2)</td><td>Nota 1</td><td>Nessuna prescrizione aggiuntiva</td></tr>
<tr><td>3.2.3.1 (1)</td><td>Nota 2</td><td>Nessuna prescrizione aggiuntiva</td></tr>
<tr><td>3.3.2.1 (3)</td><td>Nota 1</td><td>Nessuna prescrizione aggiuntiva, fermo restando che per l'uso di bulloni in alluminio è necessario il riferimento ad una norma di prodotto armonizzata o, in mancanza, alle prescrizioni del punto C del capitolo 11.1 delle NTC2008</td></tr>
<tr><td>3.3.2.2 (1)</td><td>Nota 1</td><td>Nessuna informazione aggiuntiva</td></tr>
<tr><td>5.2.1 (3)</td><td>Nota</td><td>Nessuna informazione aggiuntiva</td></tr>
<tr><td>5.3.2 (3)</td><td>Nota</td><td>Si adottano i valori raccomandati in Tabella 5.1:
<table>
<tr><th rowspan="2">Classe instabilità</th><th>Analisi elastica</th><th>Analisi plastica</th></tr>
<tr><th>e_0/L</th><th>e_0/L</th></tr>
<tr><td>A</td><td>1/300</td><td>1/250</td></tr>
<tr><td>B</td><td>1/200</td><td>1/150</td></tr>
</table></td></tr>
<tr><td>5.3.4 (3)</td><td>Nota</td><td>Si adotta:
$k = 0,5$
(valore raccomandato)</td></tr>
<tr><td>6.1.3 (1)</td><td>Nota 1</td><td>Si adottano i seguenti valori:
$\gamma_{M1} = 1,15$
$\gamma_{M2} = 1,25$</td></tr>
<tr><td>6.1.3 (1)</td><td>Nota 2</td><td>Nessuna informazione aggiuntiva</td></tr>
<tr><td>6.2.1 (5)</td><td>Nota 2</td><td>Si adotta:
$C = 1,20$
(valore raccomandato)</td></tr>
<tr><td>7.1 (4)</td><td>Nota</td><td>Nessuna informazione aggiuntiva</td></tr>
</table>

7.2.1 (1)	Nota	Gli spostamenti verticali devono essere congruenti con le prestazioni richieste alla struttura anche in relazione alla destinazione d'uso, con riferimento alle esigenze statiche, funzionali ed estetiche. Per quanto riguarda i valori limite, essi dovranno essere commisurati a specifiche esigenze e potranno essere dedotti da documentazione tecnica di comprovata validità. Per gli edifici si adottano i seguenti limiti per gli spostamenti verticali (δ_{max} freccia nello stato finale, depurata della monta iniziale; δ_2 variazione dovuta all'applicazione dei carichi variabili): - coperture in generale: $\delta_{max}/L \leq 1/200$, $\delta_2/L \leq 1/250$ - coperture praticabili: $\delta_{max}/L \leq 1/250$, $\delta_2/L \leq 1/300$ - solai in generale: $\delta_{max}/L \leq 1/250$, $\delta_2/L \leq 1/300$ - solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili: $\delta_{max}/L \leq 1/250$, $\delta_2/L \leq 1/350$ - solai che supportano colonne: $\delta_{max}/L \leq 1/400$, $\delta_2/L \leq 1/500$ Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio: $\delta_{max}/L \leq 1/250$ In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.
7.2.2 (1)	Nota	Gli spostamenti orizzontali devono essere congruenti con le prestazioni richieste alla struttura anche in relazione alla destinazione d'uso, con riferimento alle esigenze statiche, funzionali ed estetiche. Per quanto riguarda i valori limite, essi dovranno essere commisurati a specifiche esigenze e potranno essere dedotti da documentazione tecnica di comprovata validità. Per gli edifici si adottano i seguenti valori per gli spostamenti orizzontali (Δ spostamento orizzontale in sommità; δ spostamento relativo di piano): - edifici industriali monopiano senza carroponte: $\delta/h \leq 1/150$; - altri edifici monopiano: $\delta/h \leq 1/300$; - edifici multipiano: $\delta/h \leq 1/300$; $\Delta/H \leq 1/500$ In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.
7.2.3 (1)	Nota	Per quanto riguarda i limiti delle vibrazioni, essi devono essere congruenti con le prestazioni richieste alla struttura anche in relazione alla destinazione d'uso, con riferimento alle esigenze statiche, funzionali ed estetiche. Per quanto riguarda i valori limite, essi dovranno essere commisurati a specifiche esigenze e potranno essere dedotti da documentazione tecnica di comprovata validità. Per gli edifici si adottano i seguenti limiti relativi alle vibrazioni degli impalcati: - solai caricati da persone: la frequenza naturale più bassa della struttura non deve in generale essere inferiore a 3Hz; - solai soggetti a eccitazioni cicliche: la frequenza naturale più bassa della struttura non deve in generale essere inferiore a 5Hz. In alternativa a tali limitazioni potrà condursi un controllo di accettabilità della percezione delle vibrazioni.
8.1.1 (2)	Nota	Si adottano i valori raccomandati nella Tabella 8.1 ad eccezione dei valori di γ_{M4} γ_{M5} e γ_{M7}
8.9 (3)	Nota	Non sono consentite altre tipologie di unioni
A.2 (1)	Nota	Nessuna prescrizione aggiuntiva
C.3.4.1 (2)	Nota	Si adottano: $\gamma_{Mo,e} = 1,15$ $\gamma_{Mu,e} = 2,1$
C.3.4.1 (3)	Nota	Si adottano: $\gamma_{M2,cu} = \gamma_{Mu,e} = 2,1$ $\gamma_{M2,co} = \gamma_{Mo,e} = 1,15$
C.3.4.1 (4)	Nota	Si adottano: $\gamma_{Mp,co} = \gamma_{Mp} = 1,3$ $\gamma_{Mp,cu} = \gamma_{Mu,e} = 2,1$
K.1(1)	Nota	Gli effetti dello "shear lag" nelle ali delle membrature possono essere trascurati se $b_0 < L_e / 50$, in cui b_0 è a larghezza dell'ala libera o la semilarghezza dell'ala interna e L_e è la distanza tra i punti di momento nullo. Per le verifiche allo stato limite ultimo si adottano i valori raccomandati

K.3(1)	Nota 1	Gli effetti dello "shear lag" per le verifiche agli stati limite ultimi possono essere determinati valutandoli in condizioni elastiche, come definito per gli stati limite di servizio e di fatica.
K.3(1)	Nota 3	Nessuna prescrizione aggiuntiva

Gli Annessi A e B conservano valore normativo.
Gli Annessi C, D, E, F, G, H, I, J, K, L e M conservano valore informativo.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1999-1-2:2007

Eurocodice 9: Progettazione delle strutture di alluminio
Parte 1-2: Progettazione strutturale contro l'incendio

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1999-1-2:2007

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per le strutture di alluminio esposte all'incendio

APPENDICE NAZIONALE

UNI-EN1999-1-2 Eurocodice 9: Progettazione delle strutture di alluminio – Parte 1-2: Progettazione strutturale contro l'incendio

EN 1999-1-2 Eurocode 9 : Design of aluminium structures – Part 1-2: Structural fire design

1. PREMESSA

Questa Appendice Nazionale contiene i parametri nazionali alla UNI-EN 1999-1-2 ed è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL.PP. in data 25/02/2011

2. INTRODUZIONE

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice Nazionale contiene al punto 3 le Decisioni sui Parametri Nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN 1999-1-2 relativamente ai seguenti paragrafi:

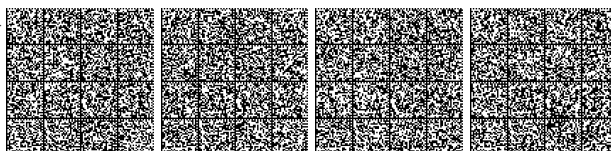
2.3(1) nota	2.4.2(3) nota 1	4.2.2.3(5) nota	4.2.2.4(5) nota
2.3(2) nota	4.2.2.1(1) nota		

Le suddette Decisioni Nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere osservate quando si utilizzi, in Italia, la UNI-EN 1999-1-2.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente Appendice va tenuta presente quando si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN1999-1-2: Eurocodice 9: Progettazione delle strutture di alluminio – Parte 1-2: Progettazione strutturale contro l'incendio

3. DECISIONI NAZIONALI

Vengono qui di seguito riportati i parametri nazionali che si devono adottare per l'impiego dell'Eurocodice UNI-EN 1999-1-2

Paragrafo	**Riferimento**	**Parametro nazionale - valore o prescrizione -**
2.3(1)	nota	Si adotta il valore raccomandato: $\gamma_{M,fi} = 1,0$
2.3(2)	nota	Si adotta il valore raccomandato: $\gamma_{M,fi} = 1,0$
2.4.2 (3)	nota 1	Si adottano i valori indicati nelle appendici nazionali di EN1990 e EN1991-1-2
4.2.2.1 (1)	nota	Non si forniscono indicazioni specifiche
4.2.2.3 (5)	nota	Non si forniscono indicazioni specifiche
4.2.2.4 (5)	nota	Non si forniscono indicazioni specifiche
Utilizzo delle appendici informative		Le Appendici A e B mantengono il carattere informativo

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1999-1-3:2007

Eurocodice 9: Progettazione delle strutture di alluminio Parte 1-3: Strutture sottoposte a fatica

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA alla UNI EN 1999-1-3:2007

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare nelle strutture di alluminio soggette a fatica

Appendice nazionale

UNI-EN-1999-1-3 – Eurocodice 9 - Progettazione delle strutture di alluminio - Parte 1-3: Strutture sottoposte a fatica
EN-1999-1-3 - Eurocode 9 - Design of aluminium structures - Part 1-3: Structures susceptible to fatigue

1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1999-1-3, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. In data 25/02/2011

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN-1999-1-3 relativamente ai seguenti paragrafi:

2.1 (1)	5.8.1 (1)	A.3.1 (1)
2.2.1 (3)	5.8.2 (1)	E (5)
2.3.1 (3)	6.1.3 (1)	E (7)
2.3.2 (6)	6.2.1(2)	I.2.2 (1)
2.4 (1)	6.2.1 (7)	I.2.3.2 (1)
3 (1)	6.2.1 (11)	I.2.4 (1)
4 (2)		

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1999-1-3.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando i si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1999-1-3 – Progettazione delle strutture di alluminio - Parte 1-3: Strutture sottoposte a fatica.

3) Decisioni nazionali

<table>
<tr><th>Paragrafo</th><th>Riferimento</th><th>Parametro nazionale
- valore o prescrizione -</th></tr>
<tr><td>2.1.1 (1)</td><td>Nota</td><td>Non è ammesso il metodo damage tolerant design. Anche per strutture per le quali il danneggiamento sia accettabile deve essere effettuata la verifica in riferimento alla durata di vita nominale.</td></tr>
<tr><td>2.2.1 (3)</td><td>Nota</td><td>Si adotta il valore raccomandato: D_{lim}=1,0</td></tr>
<tr><td>2.3.1 (3)</td><td>Nota 2</td><td>Nessuna prescrizione aggiuntiva</td></tr>
<tr><td>2.3.2 (6)</td><td>Nota</td><td>Si adottano i valori raccomandati:
$k_F = 2$
$k_N = 2$</td></tr>
<tr><td>2.4 (1)</td><td>Nota 1</td><td>Si adotta il valore raccomandato:
$\gamma_{Ff} = 1$</td></tr>
<tr><td>2.4 (1)</td><td>Nota 2</td><td>Si adottano i valori raccomandati nella Tabella 2.1.</td></tr>
<tr><td>3 (1)</td><td>Nota 1</td><td>Nessuna informazione aggiuntiva</td></tr>
<tr><td>4 (2)</td><td>Nota 1</td><td>Nessuna informazione aggiuntiva</td></tr>
<tr><td>5.8.1 (1)</td><td>Nota</td><td>I $\Delta\sigma$ da considerare nelle verifiche debbono essere coerenti con quelli considerati per la determinazione delle curve S-N. Assunzioni diverse debbono essere comunque cautelative: non è pertanto consentito considerare delta di tensione nominali se le curve S-N fanno riferimento a tensioni di picco.</td></tr>
<tr><td>5.8.2 (1)</td><td>Nota</td><td>I coefficienti di danneggiamento equivalente debbono essere ricavati da apposite calibrazioni., considerando valori di pendenza m della curva S-N coerenti con quelli delle curve S-N dei dettagli da verificare</td></tr>
<tr><td>6.1.3 (1)</td><td>Nota 1</td><td>Si adottano i valori raccomandati riportati nell'Annesso J</td></tr>
<tr><td>6.1.3 (1)</td><td>Nota 2</td><td>Nessuna informazione aggiuntiva</td></tr>
<tr><td>6.2.1(2)</td><td>Nota 2</td><td>Per i coefficienti parziali γ_{Mf} si adottano i valori di tabella
<table>
<tr><th>Criteri di valutazione</th><th colspan="2">Conseguenze della rottura</th></tr>
<tr><th></th><th>Conseguenze moderate</th><th>Conseguenze significative</th></tr>
<tr><td>Danneggiamento accettabile</td><td>$\gamma_M = 1,00$</td><td>$\gamma_M = 1,15$</td></tr>
<tr><td>Vita utile a fatica</td><td>$\gamma_M = 1,15$</td><td>$\gamma_M = 1,35$</td></tr>
</table></td></tr>
<tr><td>6.2.1 (7)</td><td>Nota</td><td>Nessuna informazione aggiuntiva</td></tr>
<tr><td>6.2.1 (11)</td><td>Nota</td><td>Non sono ammessi incrementi di classe di resistenza a fatica</td></tr>
<tr><td>A.3.1 (1)</td><td>Nota</td><td>Non è ammesso il metodo damage tolerant design. Anche per strutture per le quali il danneggiamento sia accettabile deve essere effettuata la verifica in riferimento alla durata di vita nominale.</td></tr>
<tr><td>E (5)</td><td>Nota</td><td>Per i coefficienti parziali γ_{Mf} si adottano i valori della tabella riportata alla nota 2 del paragrafo 6.2.1(2) moltiplicati per 3,0.</td></tr>
<tr><td>E (7)</td><td>Nota</td><td>Nessuna informazione aggiuntiva</td></tr>
<tr><td>I.2.2 (1)</td><td>Nota</td><td>Nessuna informazione aggiuntiva</td></tr>
<tr><td>I.2.3.2 (1)</td><td>Nota 2</td><td>Nessuna informazione aggiuntiva</td></tr>
<tr><td>I.2.4 (1)</td><td>Nota</td><td>Nessuna informazione aggiuntiva</td></tr>
</table>

L'Annesso A conserva valore normativo.

Gli Annessi B, C, D, E, F, G, H, I, J e K conservano valore informativo.

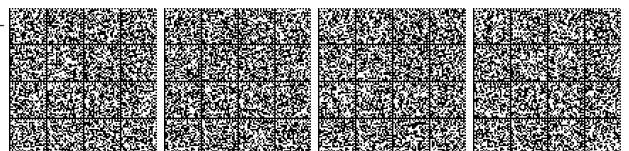
Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1999-1-4:2007

Eurocodice 9: Progettazione delle strutture di alluminio
Parte 1-4: Lamiere sottili piegate a freddo

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA
alla UNI EN 1999-1-4:2007

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per lamiere sottili di alluminio piegate a freddo

Appendice nazionale

UNI-EN-1999-1-4 – Eurocodice 9 – Progettazione delle strutture di alluminio - Parte 1-4: Lamiere sottili piegate a freddo
EN-1999-1-4 - Eurocode 9 - Design of aluminium structures - Part 1-4: Cold-formed structural sheeting

1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1999-1-4, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. In data 25/02/2011

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN-1999-1-4 relativamente ai seguenti paragrafi:

2(3)	7.3(3)
2(4)	A.1(1)
2(5)	A.3.4(3)
3.1(3)	

Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1999-1-4.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando i si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1999-1-4 – Progettazione delle strutture di alluminio - Parte 1-4: Lamiere sottili piegate a freddo.

3) Decisioni nazionali

Paragrafo	Riferimento	Parametro nazionale - valore o prescrizione -
2(3)	Nota	Si adottano i valori raccomandati: $\gamma_{M1} = 1,15$ $\gamma_{M2} = 1,25$ $\gamma_{M3} = 1,25$
2(4)	Nota	Si adotta il valore raccomandato: $\gamma_{M,ser} = 1,0$
2(5)	Nota 1	Nessuna informazione aggiuntiva
3.1(3)	Nota 1	Nessuna informazione aggiuntiva
7.3(3)	Nota	Gli spostamenti verticali devono essere congruenti con le prestazioni richieste alla struttura anche in relazione alla destinazione d'uso, con riferimento alle esigenze statiche, funzionali ed estetiche. Per quanto riguarda i valori limite, essi dovranno essere commisurati a specifiche esigenze e potranno essere dedotti da documentazione tecnica di comprovata validità. Per gli edifici si adottano i seguenti limiti per gli spostamenti verticali (δ_{max} freccia nello stato finale, depurata della monta iniziale; δ_2 variazione dovuta all'applicazione dei carichi variabili): - coperture in generale: $\delta_{max}/L \leq 1/200$, $\delta_2/L \leq 1/250$ - coperture praticabili: $\delta_{max}/L \leq 1/250$, $\delta_2/L \leq 1/300$ - solai in generale: $\delta_{max}/L \leq 1/250$, $\delta_2/L \leq 1/300$ - solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili: $\delta_{max}/L \leq 1/250$, $\delta_2/L \leq 1/350$ - solai che supportano colonne: $\delta_{max}/L \leq 1/400$, $\delta_2/L \leq 1/500$ Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio: $\delta_{max}/L \leq 1/250$ In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.
A.1(1)	Nota 2	Nessuna informazione aggiuntiva
A.1(1)	Nota 3	Nessuna informazione aggiuntiva
A.3.4(3)	Nota	I fattori parziali γ_M devono essere determinati seguendo le indicazioni di EN 1990, ma non saranno comunque inferiori a $\gamma_{M1} \geq 1,15$; $\gamma_{M2} \geq 1,25$; $\gamma_{M3} \geq 1,25$. Per γ_{ys} si adotta il valore raccomandato: $\gamma_{ys} = 1,0$

L'Annesso A conserva valore normativo.

L'Annesso B conserva valore informativo.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

UNI EN 1999-1-5:2007

Eurocodice 9: Progettazione delle strutture di alluminio
Parte 1-5: Strutture a guscio

APPENDICE NAZIONALE ITALIANA
alla UNI EN 1999-1-5:2007

Parametri adottati a livello nazionale
da utilizzare per le strutture a guscio di alluminio

Appendice nazionale

UNI-EN-1999-1-5 – Eurocodice 9 - Progettazione delle strutture di alluminio - Parte 1-5: Strutture a guscio
EN-1999-1-5 - Eurocode 9 - Design of aluminium structures - Part 1-5: Shell structures

1) Premessa

Questa Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1999-1-5, è stata approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. In data 25/02/2011

2) Introduzione

2.1. Campo di applicazione

Questa Appendice nazionale contiene al punto 3 le decisioni sui parametri nazionali che debbono essere fissati nella UNI-EN-1999-1-5 relativamente ai seguenti paragrafi:

2.1(3) 2.1(4)

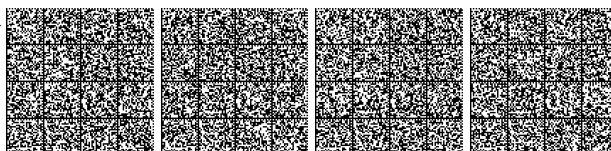
Queste decisioni nazionali, relative ai paragrafi sopra citati, devono essere applicate per l'impiego in Italia della UNI-EN-1999-1-5.

2.2. Documenti normativi di riferimento

La presente appendice deve essere considerata quando i si utilizzano tutti i documenti normativi che fanno esplicito riferimento alla UNI-EN-1999-1-5 – Progettazione delle strutture di alluminio - Parte 1-5: Strutture a guscio.

3) Decisioni nazionali

Paragrafo	**Riferimento**	**Parametro nazionale - valore o prescrizione -**
2.1(3)	Nota	Si adottano: $\gamma_{M1} = 1,15$ $\gamma_{M2} = 1,25$ (valori raccomandati)
2.1(4)	Nota	Si adotta: $\gamma_{M,ser} = 1,0$ (valore raccomandato)

L'Annesso A conserva valore normativo.
L'Annesso B conserva valore informativo.

Le Appendici nazionali agli EUROCODICI

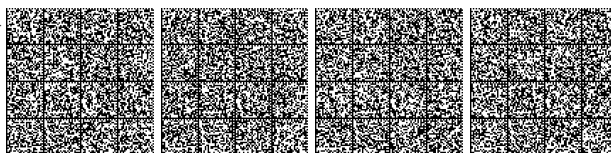
Relazione illustrativa

Gli Eurocodici, costituiti da 58 parti e raggruppati in 10 testi normativi, sono le Norme europee – sia in campo strutturale che geotecnico – predisposte dal CEN (Comitato Europeo di Normalizzazione) su mandato della Commissione Europea, e con controllo del Comitato Permanente della Direttiva 89/106/CEE sui Prodotti da Costruzione.

Si tratta di norme Europee il cui studio è iniziato negli anni '90 e si è concluso nell' anno 2007, con l' approvazione da parte del CEN, su parere degli Organismi di Normazione dei Paesi Membri UE e dei paesi dell' EFTA; ad esse è affidato il compito di facilitare la libera circolazione dei prestatori di servizi di ingegneria, nonché la circolazione per i prodotti e i materiali da costruzione all'interno dello spazio comunitario europeo.

Si rammenta, al riguardo, che la Commissione Europea chiese agli Stati Membri, a suo tempo, la definizione di norme comuni che completassero la libera circolazione nel mercato Comune, oltre che dei prodotti, anche dei materiali da costruzione e dei "servizi", dovendo comprendersi tra questi ultimi anche la progettazione strutturale. A tal fine la Commissione Europea ha emanato, tra l'altro, la *Raccomandazione* datata 11.12.2003, relativa all'Applicazione e all'uso degli Eurocodici per i lavori di costruzione e prodotti strutturali da costruzione, che al p.to 4 recita: "*la disparità tra i metodi di calcolo usati dalle normative nazionali in materia di edilizia ostacolano la libera circolazione dei servizi di ingegneria e di architettura all'interno della Comunità. L'uso degli Eurocodici dovrebbe agevolare la libera prestazione di servizi d'ingegneria edile e di architettura e creare le condizioni per un sistema armonizzati di regole generali*".

Queste norme non sono di per sé obbligatorie, perché dal Trattato di Roma tutti gli aspetti concernenti la Sicurezza sono di competenza degli Stati Membri; tuttavia, gli Eurocodici sono attualmente richiamati, come norme di riferimento, in numerose Norme europee di prodotto armonizzate (e quindi sono per questo fatto rese obbligatorie) e sono richiamati nella Direttiva Appalti Pubblici.

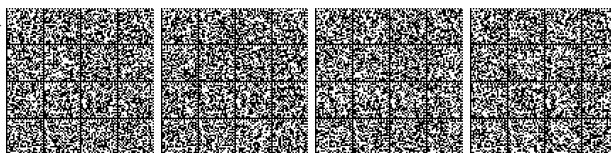
Inoltre, agli Eurocodici sono ormai ispirate le Norme nazionali di molti Paesi Europei, e alcuni di questi li hanno già adottati come uniche Norme nazionali (tra i quali la Danimarca, l' Olanda e numerosi Paesi dell' Est Europa). Anche le Norme italiane, le Norme tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008 (nel seguito NTC 2008), hanno lo stesso "formato" degli Eurocodici, e ad essi fanno riferimento molto spesso nel testo, e in particolare nel Cap. 1 ultimo comma, in cui precisano:

"Circa le indicazioni applicative per l' ottenimento delle prescritte prestazioni, per quanto non espressamente specificato nel presente documento (NTC 2008)*, ci si può riferire a normative di comprovata validità e ad altri documenti tecnici elencati nel Cap. 12. In particolare quelle fornite dagli Eurocodici con le relative Appendici Nazionali costituiscono indicazioni di comprovata validità e forniscono il sistematico supporto applicativo delle presenti norme.*

Inoltre, al Capitolo 12 "Riferimenti Tecnici" le stesse NTC08, al primo capoverso, stabiliscono che per quanto non diversamente specificato nelle norme tecniche per le costruzioni si intendono coerenti con i principi alla base delle stesse, le indicazioni riportate negli Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali o, in mancanza di esse, nella forma internazionale EN;

Infine la Circolare del 2 febbraio 2009 n. 617 recante Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le Costruzioni" di cui al DM 14 gennaio 2008 conferma, relativamente al capitolo 12 delle NTC08, che gli Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN costituiscono un importante riferimento per l'applicazione delle Norme Tecniche.

All' interno del testo degli Eurocodici vi sono numerosi parametri (da definirsi mediante la "Appendici Nazionali" agli EC) la cui definizione è lasciata al Paese Membro: si tratta di punti specifici, a carattere tecnico, che riguardano la sicurezza in genere (ad es. i coefficienti parziali) oppure aspetti di specificità nazionale (ad esempio tipi di prodotti usati tradizionalmente in un Paese) oppure ancora di trattazioni specifiche di calcolo che vengono impiegate da tempo in un Paese che ritiene preferibili non cambiarle e più in genere punti sui quali non vi era il consenso in sede europea in fase di redazione e approvazione degli Eurocodici. Questi "punti" sono esattamente individuati negli Eurocodici, laddove vi è una Nota che recita: "*.... l' Annesso Nazionale può dare indicazioni o valori specifici*".

A Riguardo la Commissione Europea ha fornito indicazioni per la preparazione delle Appendici Nazionali mediante la *Guidance Paper L (concerning the Costruction Products Directive – 89/106/EEC) Application and Use of Eurocodes (Revision April 2003),* che al Cap. 2.3, tratta di *National Annexes of the EN Eurocode Parts* e fornisce le indicazioni e i criteri da seguire per predisporre tali Appendici.

Ovviamente è precisato che attraverso le Appendici Nazionali non è consentito ad uno specifico Paese Membro di modificare liberamente il testo degli Eurocodici, ma è lecito operare solo laddove vi è una "finestra" aperta nel testo degli EC; inoltre, è solo consentito l'eventuale inserimento di "*Indicazioni aggiuntive, non contradditorie con il testo degli EC*".

Per quanto rappresentato, le Appendici Nazionali costituiscono quindi l' "anello" tra le norme comuni europee (i 10 Eurocodici) e i singoli Paesi Membri.

In Italia, la definizione delle Appendici Nazionali è avvenuta tramite appositi Gruppi di lavoro operanti sin dal 2004 presso il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici; si è trattato di elaborare, definire e scegliere complessivamente 1169 Paramatri nazionali (NDP: *Nationally Determined Parameter*), divisi nelle 58 parti di cui sono costituiti gli Eurocodici, ciascuna parte con un numero di NDP molto variabile.

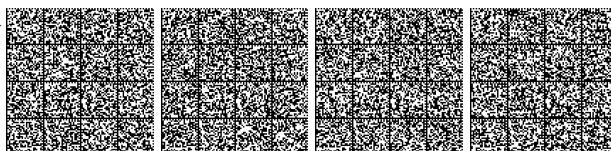
L'approvazione formale degli NDP, dal punto di vista tecnico, è avvenuta recentemente con due Pareri resi dall'Assemblea Generale del Consiglio Superiore, rispettivamente il n.98 del 24.9.2010 ed il n. 4 del 25.2.2011. Con questa approvazione tecnica, si è avviata a conclusione una fase importante ed indispensabile al fine di rendere gli Eurocodici direttamente utilizzabili in Italia, in ausilio e supporto delle Norme Tecniche nazionali nel settore della progettazione strutturale e geotecnica.

C'è da precisare che la Commissione Europea ha dato incarico ad un suo Organismo, il JRC – Joint Research Center – di Ispra di seguire, raccogliere, classificare ed esaminare gli Annessi Tecnici che i Paesi Membri debbono predisporre, approvare, e infine trasmettere via via al JRC.

La Commissione si riserva poi di raccogliere tutti i 58 Annessi Nazionali (delle 58 parti di EC), dei 30 Paesi (27 EU e EFTA), e con le procedure necessarie a diffonderli, così da consentire in tutta Europa ai Professionisti di ogni Paese di poter progettare con gli EC in qualunque altro Paese europeo, unendo il testo degli Eurocodici a quello degli Annessi Tecnici del Paese ove si intende progettare un' opera di ingegneria.

13A02562

MARCO MANCINETTI, *redattore* DELIA CHIARA, *vice redattore*

(WI-GU-2013-SON-022) Roma, 2013 - Istituto Poligrafico e Zecca dello Stato S.p.A.

MODALITÀ PER LA VENDITA

La «Gazzetta Ufficiale» e tutte le altre pubblicazioni dell'Istituto sono in vendita al pubblico:

- **— presso l'Agenzia dell'Istituto Poligrafico e Zecca dello Stato S.p.A. in ROMA, piazza G. Verdi, 1 - 00198 Roma ☎ 06-85082147**
- **— presso le librerie concessionarie riportate nell'elenco consultabile sui siti www.ipzs.it e www.gazzettaufficiale.it.**

L'Istituto conserva per la vendita le Gazzette degli ultimi 4 anni fino ad esaurimento. Le richieste per corrispondenza potranno essere inviate a:

Istituto Poligrafico e Zecca dello Stato
Direzione Marketing e Vendite
Via Salaria, 1027
00138 Roma
fax: 06-8508-3466
e-mail: informazioni@gazzettaufficiale.it

avendo cura di specificare nell'ordine, oltre al fascicolo di GU richiesto, l'indirizzo di spedizione e di fatturazione (se diverso) ed indicando i dati fiscali (codice fiscale e partita IVA, se titolari) obbligatori secondo il DL 223/2007. L'importo della fornitura, maggiorato di un contributo per le spese di spedizione, sarà versato in contanti alla ricezione.

GAZZETTA UFFICIALE
DELLA REPUBBLICA ITALIANA

CANONI DI ABBONAMENTO (salvo conguaglio)
validi a partire dal 1° GENNAIO 2013

GAZZETTA UFFICIALE - PARTE I (legislativa)

		CANONE DI ABBONAMENTO	
Tipo A	Abbonamento ai fascicoli della serie generale, inclusi tutti i supplementi ordinari:		
	*(di cui spese di spedizione € 257,04)**	- annuale	€ **438,00**
	*(di cui spese di spedizione € 128,52)**	- semestrale	€ **239,00**
Tipo B	Abbonamento ai fascicoli della serie speciale destinata agli atti dei giudizi davanti alla Corte Costituzionale:		
	*(di cui spese di spedizione € 19,29)**	- annuale	€ **68,00**
	*(di cui spese di spedizione € 9,64)**	- semestrale	€ **43,00**
Tipo C	Abbonamento ai fascicoli della serie speciale destinata agli atti della UE:		
	*(di cui spese di spedizione € 41,27)**	- annuale	€ **168,00**
	*(di cui spese di spedizione € 20,63)**	- semestrale	€ **91,00**
Tipo D	Abbonamento ai fascicoli della serie destinata alle leggi e regolamenti regionali:		
	*(di cui spese di spedizione € 15,31)**	- annuale	€ **65,00**
	*(di cui spese di spedizione € 7,65)**	- semestrale	€ **40,00**
Tipo E	Abbonamento ai fascicoli della serie speciale destinata ai concorsi indetti dallo Stato e dalle altre pubbliche amministrazioni:		
	*(di cui spese di spedizione € 50,02)**	- annuale	€ **167,00**
	*(di cui spese di spedizione € 25,01)**	- semestrale	€ **90,00**
Tipo F	Abbonamento ai fascicoli della serie generale, inclusi tutti i supplementi ordinari, e dai fascicoli delle quattro serie speciali:		
	*(di cui spese di spedizione € 383,93)**	- annuale	€ **819,00**
	*(di cui spese di spedizione € 191,46)**	- semestrale	€ **431,00**

N.B.: L'abbonamento alla GURI tipo A ed F comprende gli indici mensili

CONTO RIASSUNTIVO DEL TESORO

Abbonamento annuo (incluse spese di spedizione) € **56,00**

PREZZI DI VENDITA A FASCICOLI
(Oltre le spese di spedizione)

Prezzi di vendita:		
	serie generale	€ 1,00
	serie speciali (escluso concorsi), ogni 16 pagine o frazione	€ 1,00
	fascicolo serie speciale, *concorsi*, prezzo unico	€ 1,50
	supplementi (ordinari e straordinari), ogni 16 pagine o frazione	€ 1,00
	fascicolo Conto Riassuntivo del Tesoro, prezzo unico	€ 6,00

I.V.A. 4% a carico dell'Editore

PARTE I - 5ª SERIE SPECIALE - CONTRATTI PUBBLICI

*(di cui spese di spedizione € 128,06)**	- annuale	€ **300,00**
*(di cui spese di spedizione € 73,81)**	- semestrale	€ **165,00**

GAZZETTA UFFICIALE - PARTE II

*(di cui spese di spedizione € 39,73)**	- annuale	€ **86,00**
*(di cui spese di spedizione € 20,77)**	- semestrale	€ **55,00**

Prezzo di vendita di un fascicolo, ogni 16 pagine o frazione (oltre le spese di spedizione) € 1,00 (€ 0,83+ IVA)

Sulle pubblicazioni della 5° Serie Speciale e della Parte II viene imposta I.V.A. al 21%.

RACCOLTA UFFICIALE DEGLI ATTI NORMATIVI

Abbonamento annuo € **190,00**
Abbonamento annuo per regioni, province e comuni - SCONTO 5% € **180,50**
Volume separato (oltre le spese di spedizione) € 18,00
I.V.A. 4% a carico dell'Editore

Per l'estero i prezzi di vendita (in abbonamento ed a fascicoli separati) anche per le annate arretrate, compresi i fascicoli dei supplementi ordinari e straordinari, devono intendersi raddoppiati. Per il territorio nazionale i prezzi di vendita dei fascicoli separati, compresi i supplementi ordinari e straordinari, relativi anche ad anni precedenti, devono intendersi raddoppiati. Per intere annate è raddoppiato il prezzo dell'abbonamento in corso. Le spese di spedizione relative alle richieste di invio per corrispondenza di singoli fascicoli, vengono stabilite, di volta in volta, in base alle copie richieste. Eventuali fascicoli non recapitati potrannno essere forniti gratuitamente entro 60 giorni dalla data di pubblicazione del fascicolo. Oltre tale periodo questi potranno essere forniti soltanto a pagamento.

N.B. - La spedizione dei fascicoli inizierà entro 15 giorni dall'attivazione da parte dell'Ufficio Abbonamenti Gazzetta Ufficiale.

RESTANO CONFERMATI GLI SCONTI COMMERCIALI APPLICATI AI SOLI COSTI DI ABBONAMENTO

* tariffe postali di cui alla Legge 27 febbraio 2004, n. 46 (G.U. n. 48/2004) per soggetti iscritti al R.O.C.

€ 20,00

45-410301130327